DISEÑO DE ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES

Minoru Wakabayashi
Enrique Martínez Romero

Traducción:

Víctor Manuel Pavón Rodríguez
Ingeniero Civil, UNAM
Maestro en Estructuras, UNAM
Presidente de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural

Enrique Martínez Romero
Ingeniero Civil, UNAM
Profesor del área de Estructuras
Facultad de Ingeniería, UNAM
Maestro en Ciencias
University of Cornell
Director General
Enrique Martínez Romero, S.A.
Consultores Asociados

Revisión técnica:

José E. de la Cera Alonso
Ingeniero Civil, UNAM
Diplom-Ing. Munich, RFA
Coordinador de Ingeniería Civil
UAM-Azcapotzalco

McGRAW-HILL

MÉXICO•BOGOTÁ•BUENOS AIRES•CARACAS•GUATEMALA•LISBOA
MADRID•NUEVA YORK•PANAMÁ•SAN JUAN•SANTIAGO•SÃO PAULO
AUCKLAND•HAMBURGO•LONDRES•MILÁN•MONTREAL•NUEVA DELHI
PARÍS•SAN FRANCISCO•SINGAPUR•ST. LOUIS•SIDNEY•TOKIO•TORONTO

CONTENIDO

Prefacio ix

Capítulo 1 SISMOS Y MOVIMIENTOS DEL TERRENO 1

1.1 Sismos 1
1.1.1 Causas de los sismos 1
1.1.2 Sismos y ondas sísmicas 6
1.1.3 Escala e intensidad de los sismos 8
1.1.4 Actividad sísmica 13
1.2 Medición de los sismos 24
1.2.1 Sismómetro 24
1.2.2 Acelerógrafo de movimiento intenso 25
1.2.3 Observación en campo de los movimientos del terreno 26
1.2.4 Análisis de las ondas sísmicas 27
1.3 Movimiento sísmico 29
1.3.1 Características de amplificación de las capas de la superficie 29
1.3.2 Movimiento sísmico en la superficie del terreno 31
1.3.3 Relación entre la naturaleza del terreno y el daño estructural 33

Capítulo 2 VIBRACÍON DE LAS ESTRUCTURAS ANTE EL MOVIMIENTO DEL TERRENO 36

2.1 Vibración elástica de las estructuras simples 36
2.1.1 Modelado de las estructuras y las ecuaciones del movimiento 36
2.1.2 Vibración libre de las estructuras simples 37
2.1.3 Estado permanente de las vibraciones forzadas 40
2.1.4 Estado no permanente de las vibraciones forzadas 42
2.1.5 Representación del espectro de respuesta 45

2.2 Vibración elástica de estructuras de múltiples pisos 48
2.2.1 Las ecuaciones del movimiento 48
2.2.2 Periodos y modos de vibración de sistemas estructurales 53
2.2.3 Ortogonalidad de los modelos de vibración 55
2.2.4 Técnica del análisis modal 57
2.3 Vibración de un continuo unidimensional 62
2.3.1 Vibración de las vigas a cortante 62
2.3.2 Vibración de las vigas a flexión 65
2.3.3 Propagación de las ondas en un cuerpo unidimensional 67
2.4 Vibración de cabeceo y vibración torsionante 73
2.4.1 Modelado de suelo 73
2.4.2 Periodos y modos de la vibración de cabeceo 75
2.4.3 Vibración de cabeceo ante los movimientos del terreno 78
2.4.4 Periodos y modos de vibración torsionante 78
2.4.5 Vibración torsionante de estructuras en el espacio 80
2.5 Características dinámicas de las estructuras 81
2.5.1 Fuerza de restitución 81
2.5.2 Características del amortiguamiento 84
2.5.3 Cálculo de las características dinámicas de estructuras modelo 87
2.5.4 Prueba dinámica de estructuras 90
2.6. Análisis de la respuesta inelástica de estructuras 93
2.6.1 Significado del análisis de la respuesta inelástica 93
2.6.2 Métodos de análisis de la respuesta no lineal 94
2.6.3 Comportamiento de la respuesta inelástica 99
2.7 Medidas de seguridad asísmica 99
2.7.1 Energía suministrada y fuerza de restitución 99
2.7.2 Factores de ductilidad globales y locales 101
2.7.3 Efectos del deterioro 103
2.7.4 Criterios de falla 105

Capítulo 3 COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DE LOS EDIFICIOS ANTE LAS CARGAS SÍSMICAS 108

3.1 Introducción 108
3.2 Comportamiento de los materiales de construcción 109
3.2.1 Concreto 109
3.2.2 Acero 111
3.3 Comportamiento de las estructuras de concreto presforzado 112
3.3.1 Introducción 112
3.3.2 Interacción entre el concreto y el acero 114
3.3.3 Comportamiento flexionante de los miembros 117
3.3.4 Comportamiento cortante de los miembros 127
3.3.5 Muros de cortante 134
3.3.6 Conexiones 140
3.3.7 Sistemas 143
3.3.8 Comportamiento de las estructuras de concreto presforzado 146
3.3.9 Daño sísmico 149
3.4 Comportamiento de las estructuras de acero 154

3.4.1 Introducción 154
3.4.2 Pandeo local 154
3.4.3 Vigas 155
3.4.4 Viga-columnas 161
3.4.5 Miembros de arriostramiento 166
3.4.6 Conexiones 169
3.4.7 Sistemas 176
3.4.8 Daño sísmico 180
3.5 Comportamiento de las estructuras compuestas 180
3.5.1 Introducción 180
3.5.2 Miembros de acero revestidos con concreto 183
3.5.3 Tubos de acero rellenos de concreto 189
3.5.4 Vigas compuestas no revestidas 190
3.5.5 Muros de cortante compuestos 191
3.5.6 Conexiones 191
3.5.7 Sistemas 194
3.5.8 Daño sísmico 195
3.6 Comportamiento de las estructuras de mampostería 195
3.6.1 Introducción 195
3.6.2 Tipos de construcción 198
3.6.3 Comportamiento de los materiales 198
3.6.4 Miembros que fallan por flexión 199
3.6.5 Miembros que fallan por cortante 200
3.6.6 Comportamiento de los sistemas 203
3.6.7 Daño sísmico 205
3.7 Comportamiento de las estructuras de madera 205
3.7.1 Introducción 205
3.7.2 Muros de cortante 206
3.7.3 Sistemas 208
3.7.4 Daño sísmico 208

Capítulo 4 DISEÑO SISMORRESISTENTE DE LAS ESTRUCTURAS PARA EDIFICIOS 217

4.1 Enfoques para el diseño 217
4.1.1 Métodos de análisis 217
4.1.2 Selección del análisis 219
4.2 Procedimiento de la fuerza lateral equivalente 220
4.2.1 Cortante sísmico en la base 220
4.2.2 Coeficiente de diseño sísmico 221
4.2.3 Distribución en la dirección vertical de la fuerza sísmica y el cortante horizontal 224
4.2.4 Momento de volteo 225
4.2.5 Momento de torsión 226
4.2.6 Carga sísmica vertical y efectos ortogonales 227
4.2.7 Deflexión lateral 228
4.2.8 Efecto P-Δ 228
4.2.9 Interacción suelo-estructura 229

4.3 Diseño en previsión de sismos 230
4.3.1 Estudio del riesgo sísmico 230
4.3.2 Registros sísmicos para el diseño 230
4.3.3 Factores que afectan las características del acelerograma 230
4.3.4 Acelerograma artificial 235
4.3.5 Mapas de zonificación 236
4.4 Procedimiento para el análisis dinámico 236
4.4.1 Análisis modal 236
4.4.2 Análisis inelástico de la historia en el tiempo 239
4.4.3 Evaluación de los resultados 239
4.5 Planeación asísmica fundamental 240
4.5.1 Selección de materiales y tipos de construcción 241
4.5.2 Forma de la superestructura 244
4.5.3 Sistemas estructurales y unidades asísmicas 249
4.5.4 Dispositivos para reducir la carga sísmica 254
4.6 Diseño sismorresistente de los componentes y sistemas estructurales 257
4.6.1 Introducción 257
4.6.2 Estructuras monolíticas de concreto reforzado 258
4.6.3 Estructuras de concreto prefabricado 270
4.6.4 Estructuras de concreto presforzado 274
4.6.5 Estructuras de acero 275
4.6.6 Estructuras compuesta 280
4.6.7 Estructuras de mampostería 283
4.6.8 Estructuras de madera 288
4.7 Diseño de elementos no estructurales 289
4.7.1 Introducción 289
4.7.2 Fuerzas dinámicas aplicadas a elementos no estructurales 291
4.7.3 Análisis estático equivalente 292
4.7.4 Efectos de interacción de los elementos arquitectónicos no estructurales 293
4.7.5 Efectos de los elementos no estructurales en los sistemas estructurales 295
4.7.6 Detalles del diseño para los elementos mecánicos y eléctricos 296

Capítulo 5 DISEÑO ASÍSMICO DE LAS CIMENTACIONES 303

5.1 Pruebas para determinar las características del suelo 303
5.1.1 Pruebas de campo 303
5.1.2 Pruebas de laboratorio 304
5.1.3 Módulo de cortante y amortiguamiento de los suelos 304
5.2 Características dinámicas de los suelos 305
5.2.1 Licuación de arenas saturadas 305
5.2.2 Asentamiento de arenas secas 307
5.3 Diseño de cimentaciones 307
5.3.1 Cimentaciones directas 308
5.3.2 Cimentaciones con pilotes 308

Capítulo 6 EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD Y REFORZAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS EXISTENTES 311

6.1 Evaluación de la seguridad sísmica 311
6.2 Reparación y reforzamiento de edificios existentes 315

Capítulo 7 LECCIONES APRENDIDAS DE SISMOS RECIENTES EN HISPANOAMÉRICA 322

7.1 Reflexiones sobre este tema 322
7.2 Chile, el sismo del tres de marzo de 1985 323
7.2.1 Conclusiones preliminares 328
7.3 México, experiencias de los sismos de 1985 330
7.3.1 Introducción 330
7.3.2 Los sismos de septiembre de 1985 332
7.3.3 Procedimiento de evaluación 334
7.3.4 Zonificación del daño 337
7.3.5 Características de las construcciones dañadas 340
7.3.6 Tipos de fallas estructurales 351
7.3.7 Conclusiones preliminares 356
7.4 Conclusiones a partir de los sismos recientes de Chile y México 359

Apéndice 371
Anexo A Formas para evaluación de daños en edificios 395
Anexo B Fotografías de modos de falla típica 397
Índice 409

1

SISMOS Y MOVIMIENTOS DEL TERRENO

1.1 Sismos

1.1.1 Causas de los sismos

1.1.1.1 Placas tectónicas De las muchas teorías que se han propuesto relativas a las causas de los sismos, la teoría de las placas tectónicas es la más confiable. Señala que la Tierra está cubierta por varias capas de placas duras que actúan unas con otras y, entonces, generan sismos. Las placas tectónicas duras, *litosfera,* se asientan sobre una relativamente suave *astenosfera* y se mueven como cuerpos rígidos (Fig. 1-1). La medida de las placas es aproximadamente de 70 km de espesor bajo el mar y dos veces dicha cantidad bajo la Tierra. En los límites de las placas existen *cordilleras mezocéanicas, fallas de transformación, arcos de islas* y *zonas orogénicas.* En las cordilleras mezoceánicas, fluye hacia la superficie de la Tierra un manto hirviente y se enfría, formando la placa, la cual se expande horizontalmente. Las placas tectónicas se cruzan en las fallas de transformación y se absorben de regreso al manto en las zonas orogénicas. A menudo, los sismos se generan en las zonas de subducción (Fig. 1-2) y en las regiones donde las placas se deslizan unas contra otras.

En la figura 1-3 se muestra la localización de las placas tectónicas, la dirección del movimiento de las mismas, la distribución de las cordilleras oceánicas, etc. (Berlín, 1980; Bolt, 1979; Utsu, 1977). La comparación de esta figura con el mapa de sismicidad (Fig. 1-11) da más crédito a la teoría de las placas tectónicas.

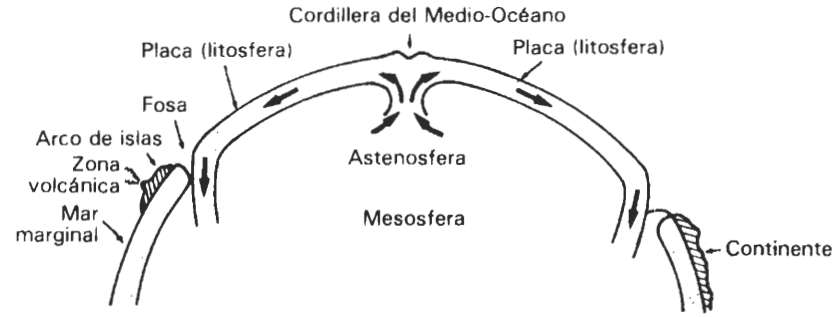


Figura 1-1 Tectónica de placas.

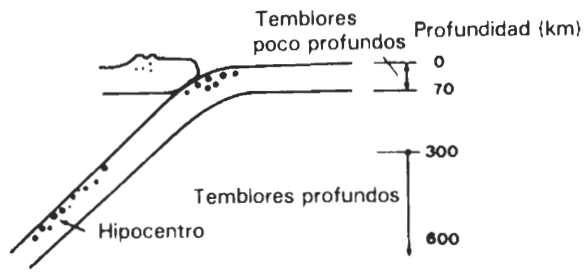


Figura 1-2 Modelo idealizado de la zona de subducción y el hipocentro.

Un arco de isla es una cadena de islas con el contorno de un arco que se forma fuera del mar marginal. Las Islas Kuriles, las Islas Aleutianas y el archipiélago del Japón son ejemplos. Un arco de islas presenta un alto potencial de sismicidad e incluye uno o varios volcanes dentro de su eje. Aunque en los costados del Océano Pacífico en Centro y Sudamérica no se presentan islas, se tratan como arcos de islas, puesto que todas sus características son iguales a éstos. En los arcos de islas, los sismos se generan por el deslizamiento de una placa tectónica hacia abajo de otra. Como se ilustra en la figura 1.2, los sismos son profundos a menudo (véase la Sec. 1.1.2.1).

1.1.1.2 Fallas Las fallas se forman cuando ocurren deslizamientos recíprocos de las capas de roca en un plano determinado. Según la dirección, los deslizamientos se clasifican de la siguiente manera:

1. *Deslizamiento en inclinación.* El deslizamiento se lleva a cabo en una dirección vertical.
   a) *Falla normal.* La capa superior de roca se desliza hacia abajo (Fig. 1-4*a*).

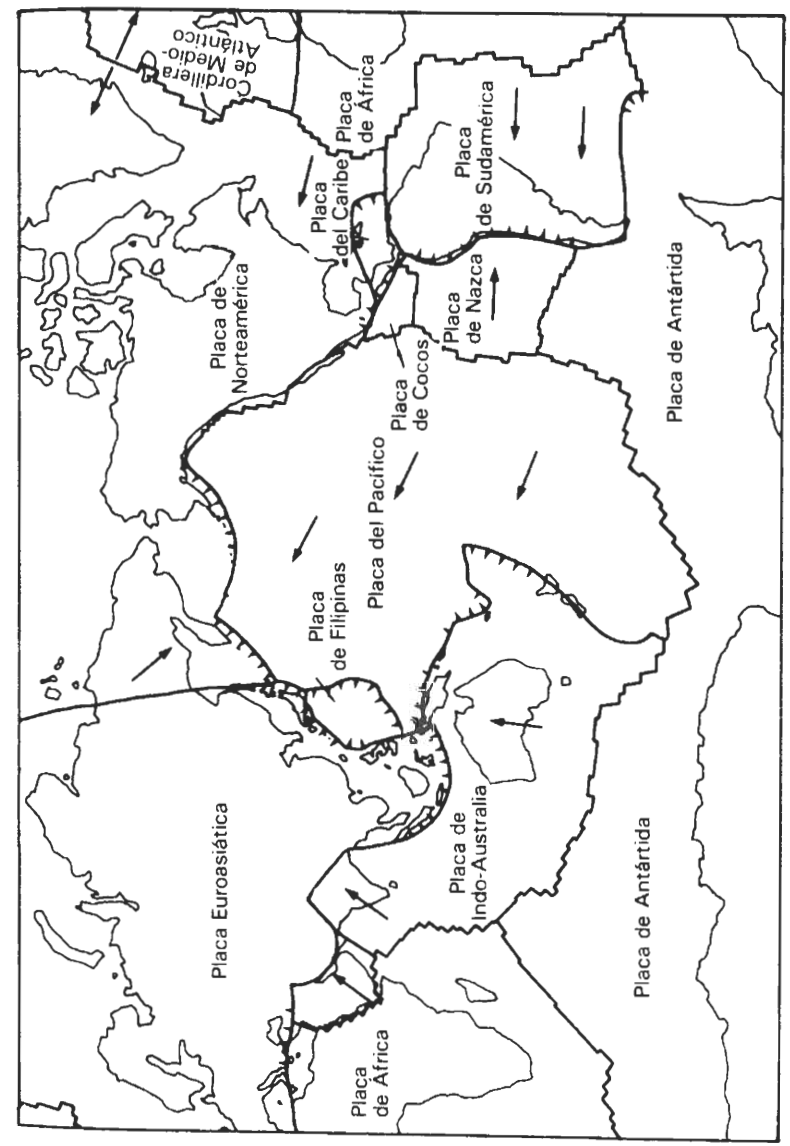


Figura 1-3 Mapa de las placas tectónicas del mundo. (*De* Earthquakes. A Primer *por B.A. Bolt. Copyright 1978 por W.H. Freeman and Comoany, San Francisco. All rights reserved by B.A. Bolt.*)

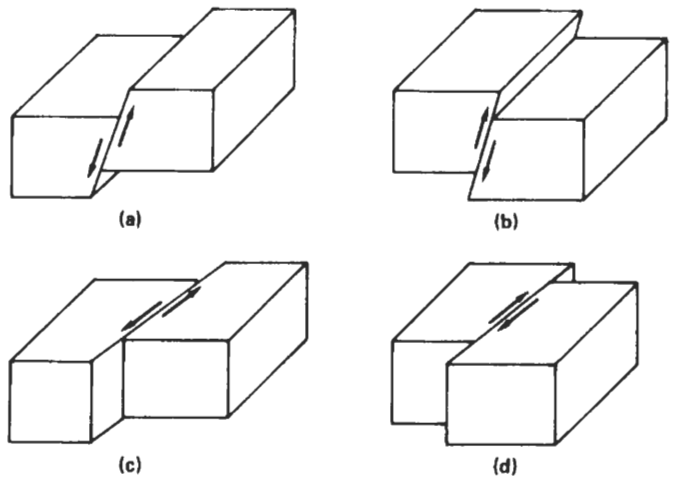


Figura 1-4 Tipos principales del movimiento de una falla. (*a*) Falla normal. (*b*) Falla de reversa. (*c*) Falla lateral izquierda. (*d*) Falla lateral derecha.

   b) *Falla de reversa.* La capa superior de roca se desliza hacia arriba (Fig. 1-4*b*).
2. *Deslizamiento horizontal.* El deslizamiento ocurre en una dirección horizontal.
   a) *Falla lateral izquierda.* Vista desde una capa de la roca, la otra capa se desliza hacia la izquierda (Fig. 1-4*c*).
   b) *Falla lateral derecha.* Vista desde una capa de la roca, la otra capa se desliza hacia la derecha.

Las fallas reales son, a menudo, una combinación de los cuatro tipos de deslizamiento.

Se llama *falla sísmica* a las fallas que emergen a la superficie de la Tierra a causa de un sismo. Las fallas sísmicas no se forman a causa de los sismos profundos.

El ejemplo mejor conocido de una falla sísmica es el de 300 km de largo y un desplazamiento horizontal de 6.4 m en la falla de San Andrés, el cual causó el sismo de San Francisco en 1906 (M = 8.3, donde M es la magnitud en la escala de Richter que se muestra en la sección 1.1.3.2). Durante el sismo del Valle Imperial de 1940 (M = 7.1), se creó una falla lateral derecha de 60 km de largo, con un deslizamiento máximo de 5 m (véase la Fig. 1-12 en la parte inferior).

Una de las fallas más famosas en el Japón tuvo lugar como consecuencia del sismo de Nobi (M = 8.4), en 1891. Es de 80 km de longitud y mostró un deslizamiento vertical de 6 m y un deslizamiento horizontal de 2 a 4 m. El sismo de Kansu en 1920 (M = 8.5), en China, originó una falla lateral izquierda de 200 km de largo.

Generalmente, la longitud y la anchura de una falla son comparables cuando ésta ha sido creada por un sismo relativamente pequeño de $M < 6$ (véase la Sec. 1.1.3.2); pero estos sismos rara vez forman fallas sísmicas. Las fallas son más largas cuando los temblores son mayores (Sec. 1.1.3.2).

Más que su consecuencia, las fallas son la causa de los sismos. Una falla puede provocar un temblor de las siguientes maneras:

1. Las deformaciones acumuladas en una falla por mucho tiempo alcanzan su límite (Fig. 1-5*a*).
2. Ocurre un deslizamiento en la falla y causa un rebote (Fig. 1-5*b*).
3. Una fuerza de compresión y de tensión actúa en la falla (Fig. 1-5*c*).
4. Esta situación es equivalente a dos parejas de pares de fuerzas, actuando repentinamente (Fig. 1-5*d*).
5. Esta acción provoca la propagación radial de una onda.

Al momento de cada par se le llama *momento sísmico* (Kasahara, 1981). El momento sísmico se define como la rigidez de la roca multiplicada por el área de la falla y por la magnitud del deslizamiento. Recientemente, éste se ha usado como una medida del tamaño de un temblor (véase la Sec. 1.1.3.2).

Las *fallas activas* son aquellas que han experimentado deformaciones varios cientos de miles de años atrás y las experimentarán en el futuro. Han sido descubiertas mediante levantamientos geológicos, topográficos y fotografías aéreas. Puesto que los sismos a menudo ocurren en las fallas activas, cuando se diseña una estructura importante para resistir

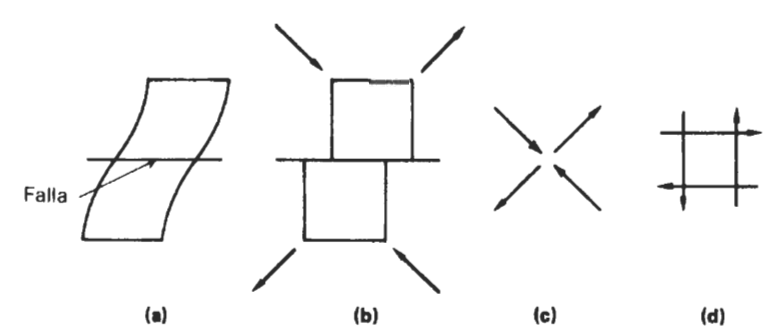


Figura 1-5 Mecanismo de los temblores. (*a*) Antes del deslizamiento. (*b*) Rebote debido al deslizamiento. (*c*) Fuerza de compresión y tensión. (*d*) Par doble.

fuerzas sísmicas, como una planta nuclear, se toman en cuenta la distancia de una o varias fallas activas cercanas al sitio de una construcción, la actividad sísmica y otros factores relacionados con las fallas, para predecir los movimientos sísmicos del terreno.

La famosa falla de San Andrés, en California, se revela en laTierra entre Point Arena y el Golfo de California. Es una falla lateral derecha que se manifiesta cuando la placa del Pacífico se desliza hacia el Norte contra la placa de Norteamérica. Fue la causa del sismo de Fort Tejon (1857), el sismo de San Francisco (1906) y otros.

La velocidad promedio de deslizamiento varía en una falla activa. Las mayores velocidades, aquéllas de las fallas de San Andrés y de Nakai, a través de Japón, son de 10 a 100 mm anuales. Un deslizamiento de 3 m durante un sismo significa, por lo tanto, que los sismos ocurren a intervalos de 30 a 100 años en estas fallas. Algunas fallas activas, como la de San Andrés, están en constante movimiento; otras, como algunas fallas en Japón, se mueven sólo cuando ocurre un sismo.

1.1.2 Sismos y ondas sísmicas

1.1.2.1 Epicentro El punto donde el movimiento sísmico se origina es el llamado *foco, centro o hipocentro* del sismo; la proyección del foco sobre la superficie de la Tierra, es el *epifoco* o *epicentro*. Las distancias del foco y del epicentro al punto observado del movimiento del terreno son llamadas *distancia focal* y *distancia epicentral,* respectivamente.

La destrucción sísmica se propaga desde el foco a través de una región limitada del cuerpo terrestre circunvecino, llamada *región focal.* Mientras mayor es el sismo, más grande es la región focal.

Los sismos se clasifican como poco profundos, intermedios y profundos, dependiendo de la profundidad de sus focos. Las profundidades límites a menudo están situadas a los 70 y 300 km.

1.1.2.2 Ondas sísmicas Dos clases de onda sísmica viajan desde los focos en el cuerpo terrestre: la *onda de cuerpo* y *la onda de superficie.*

La onda de cuerpo, la cual se propaga en un continuo infinito es, a la vez, una onda P y una onda S. La onda P, a menudo llamada onda longitudinal o compresiva, se propaga en la misma dirección que su propia vibración. La onda S, llamada onda transversal o de cortante, se propaga en una dirección perpendicular a su vibración.

Las velocidades de propagación de la onda P, V_p y de la onda S, V_s, se expresan de la siguiente manera:

$$V_p = \left[\frac{E}{\rho}\frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}\right]^{\frac{1}{2}} \tag{1-1}$$

$$V_s = \left(\frac{G}{\rho}\right)^{\frac{1}{2}} = \left[\frac{E}{\rho}\frac{1}{2(1+\nu)}\right]^{\frac{1}{2}} \tag{1-2}$$

donde E = módulo de Young
G = módulo de cortante
ρ = densidad de masa
ν = relación de Poisson

Para cualquier material $V_p > V_s$, y si la relación de Poisson para el globo terrestre se toma de 0.25, entonces $V_p = \sqrt{3}\ V_s$ se obtiene de las ecuaciones (1-1) y (1-2). Cerca de la superficie de la Tierra V_p = 5 a 7 km/s y V_s = 3 a 4 km/s.

Las ondas de la superficie se propagan en la superficie de la Tierra y se manifiestan con más frecuencia en sismos poco profundos. Principalmente se clasifican en dos clases: las ondas L (ondas de Love) y las ondas R (ondas de Rayleigh). La onda L tiene lugar en las formaciones estratificadas y vibra en un plano paralelo a la superficie de la Tierra y perpendicularmente a la dirección de propagación de la onda. La onda R vibra en un plano perpendicular a la superficie de la Tierra y presenta un movimiento elíptico. Su velocidad es menor, aunque muy semejante a la de una onda S.

La onda P llega primero a una estación de observación que una onda S, porque su velocidad es mayor. En el acelerograma de un temblor, en la figura 1.6, la onda P se registró antes que llegara la onda S.

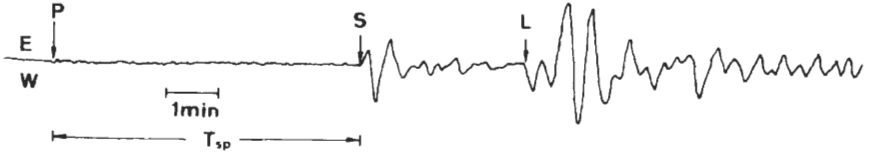


Figura 1-6 Acelerograma de un temblor. Se indican las llegadas de las ondas P, S y (L) de superficie. El incremento del tiempo es de izquierda a derecha. (*Cortesía de T.M. Mikumo.*)

El intervalo entre la llegada a la estación de observación de una onda P y una onda S se llama *duración de temblores preliminares,* T_{sp}. Si las dos ondas viajan a lo largo de la misma ruta y tienen una velocidad constante, la ecuación siguiente proporciona la duración de los temblores preliminares:

Así,

$$T_{sp} = \left(\frac{1}{V_s} - \frac{1}{V_p}\right)\Delta \qquad (1\text{-}3)$$

en la cual Δ es la distancia del foco al punto de observación. Esto significa que se puede localizar el epicentro, y la profundidad del foco se puede obtener gráficamente con facilidad si los registros del sismo se hicieron por lo menos en tres diferentes puntos de observación.

1.1.3 Escala e intensidad de los sismos

1.1.3.1. Escala de intensidad La *escala de intensidad* es una escala de la intensidad del movimiento del terreno que se determina mediante la percepción humana y por efectos de los movimientos del terreno y en los seres vivientes. Está graduada de acuerdo con la intensidad.

Las escalas de intensidad propuestas incluyeron la escala de Gastaldi (1564) y la de Pignafaro (1783). La escala de Rossi-Forel (1883), la cual tiene 10 grados, todavía se utiliza en algunas partes de Europa. La escala de Mercalli-Cancani-Sieberg, desarrollada a partir de las de Mercalli (1902) y Cancani (1904), todavía se emplea ampliamente en Europa Occidental. En 1931, F. Neumann modificó la escala Mercalli-Cancani-Sieberg proponiendo una escala modificada de Mercalli (MM) de 12 grados, la cual se ha adoptado ampliamente en Estados Unidos y otras partes del mundo (véase Tabla 1-1). Otras escalas de intensidad son la de 12 grados de Medvedev-Sponheuer-Karnik (MSK) (1964), la cual trata de unificar internacionalmente las escalas de intensidad, y la escala (JMA) de 8 grados de la Agencia Meteorológica Japonesa.

Las escalas de intensidad se establecen con base en los fenómenos visibles y la sensibilidad humana, como se indica en la tabla 1-1. Por lo tanto no proporcionan ninguna relación específica con la máxima aceleración del movimiento del terreno; por otra parte, la correlación entre las diferentes escalas de intensidad no necesariamente es clara. La figura 1-7 es un intento para correlacionar las escalas de intensidad (AIJ, 1981).

Si las intensidades sísmicas en varios puntos para un sismo pequeño se trazan en un mapa, el patrón isosísmico modelo muestra una forma de campana. La forma será como en la figura 1-8 si la falla causante es de varios cientos de kilómetros de longitud (Housner, 1969). Sin embargo, en realidad el patrón isosísmico depende de las condiciones en el epicentro, la ruta de la onda sísmica del foco al punto de observación, las condiciones geológicas en los puntos de observación y otras influencias, y su forma es más compleja.

TABLA 1-1 Síntesis de la escala Mercalli modificada

Valor de intensidad	Descripción
I	No se percibe, excepto en circunstancias sumamente favorables
II	Percibido por personas en descanso
III	Se percibe en interiores; no siempre se reconoce como sismo
IV	Se agitan puertas, ventanas y platos; los vehículos detenidos se mecen perceptiblemente
V	Se percibe en exteriores; las personas dormidas despiertan; las puertas oscilan
VI	Todos lo perciben; caminata inestable; los platos y ventanas se rompen
VII	Dificultad para estar de pie; lo advierten los manejadores; caída de enyesado
VIII	Se afecta la conducción de vehículos; daños a la mampostería ordinaria
IX	Pánico general; mampostería débil destruida; mampostería ordinaria considerablemente dañada
X	La generalidad de la mampostería y estructuras de marcos destruidas con cimientos
XI	Los rieles se tuercen considerablemente; la tubería subterránea se rompe
XII	Daño total; los objetos cruzan el aire

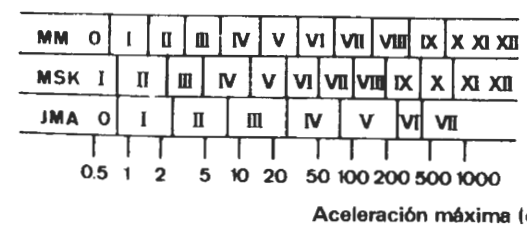

MM 0 I II III IV V VI VII VIII IX X XI XII
MSK I II III IV V VI VII VIII IX X XI XII
JMA 0 I II III IV V VI VII
0.5 1 2 5 10 20 50 100 200 500 1000
Aceleración máxima (cm/s²)

Figura 1-7 Relación entre los diferentes tipos de escalas de intensidades y máxima aceleración. (*De AIJ,* Data for Earthquake Resistant Design of Buildings, *Tokio, 1981 (en japonés).*

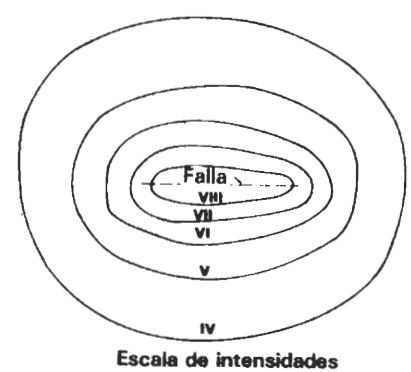


Figura 1-8 Líneas de contorno de igual intensidad del sacudimiento del terreno.

1.1.3.2 Magnitud El tamaño de un sismo está estrechamente relacionado con la cantidad de energía liberada. A menudo, la magnitud M definida por Richter (en 1935), se utiliza para formular el tamaño del sismo. El valor de M se da por medio de la ecuación (1-4) cuando el tipo de sismómetro de Wood-Anderson muestra una amplitud máxima de A μm en un punto a 100 km del epicentro:

$$M = \log A \tag{1-4}$$

Sin embargo, un sismómetro estándar no siempre se encuentra en un punto a 100 km del epicentro, en cuyo caso se puede utilizar la ecuación (1-5):

$$M = \log A - \log A_0 \tag{1-5}$$

donde A es la amplitud máxima de la traza registrada para un sismo dado a una distancia dada y A_0 para un sismo en particular seleccionado como estándar.

Puesto que el amortiguamiento de una onda sísmica depende de la estructura subterránea, la fórmula para la magnitud derivada para California no puede aplicarse directamente para determinar el valor de otras áreas y debe modificarse; por ejemplo, se ha derivado para los sismos de California la ecuación (1-6),

$$M = \log a + 3 \log \Delta - 2.92 \tag{1-6}$$

y para los sismos del Japón la ecuación (1-7).

$$M = \log a + 1.73 \log \Delta - 0.83 \tag{1-7}$$

Aquí a, μm, es la amplitud en el terreno, y Δ, km, es la distancia epicentral. Estas ecuaciones generalmente se aplican más que la (1-5) porque la máxima traza de amplitud se reemplaza por la amplitud en el terreno, y se puede utilizar para cualquier tipo de sismógrafo (Kasahara, 1981).

Asimismo, para sismos a distancias telesísmicas, las ondas de superficie predominan a menudo sobre las ondas de cuerpo, las cuales tienen diferentes características de amortiguamiento; además, se requieren diferentes fórmulas para determinar el valor de M, a partir de las amplitudes de las ondas de superficie. Puesto que la magnitud de un sismo depende de las trayectorias de la onda sísmica, la estructura subterránea cerca de la estación de observación y de algunas otras condiciones,

la magnitud que se determinó de los datos de una estación de observación difiere de los de otra estación. En general, la diferencia es cuando mucho una cuarta parte mayor que el valor promedio.

A la magnitud de Richter se le llama *magnitud local;* no se puede aplicar a un sismo con una distancia epicentral grande. Para sismos en distancias telesísmicas, a veces se usa en su lugar una magnitud de onda de superficie con un periodo de aproximadamente 20 segundos.

La intensidad sísmica I resulta grande para una magnitud M grande y una distancia epicentral corta r. Se han desarrollado muchas relaciones para estas tres cantidades, entre éstas la de Esteva y Rosenblueth (1964):

$$I = 8.16 + 1.45M - 2.46 \ln r \tag{1-8}$$

en la cual I se mide en la Escala MM y r en kilómetros. Esta ecuación no se puede utilizar para casos en los que r alcanza el mismo orden de la región focal (Utsu, 1977). En la figura 1-9 se ilustra la relación anterior.

Los sismos de una magnitud mayor ocurren con menos frecuencia que los de una magnitud menor. La ecuación (1-9) es una relación empírica entre la magnitud M y el número N de sismos de una magnitud mayor a M, que ocurren en un sitio en particular en un periodo unitario (Gutenberg y Richter, 1956):

$$\log N = A - (b \cdot M) \tag{1-9}$$

Las constantes A y b dependen nada más del sitio de la consideración. Dowrick (1977) muestra los valores de A y b para varios sitios en el mundo.

La figura 1-10 muestra la distribución de la magnitud de sismos en las cercanías del Japón, incluyendo regiones en tierra firme y mar

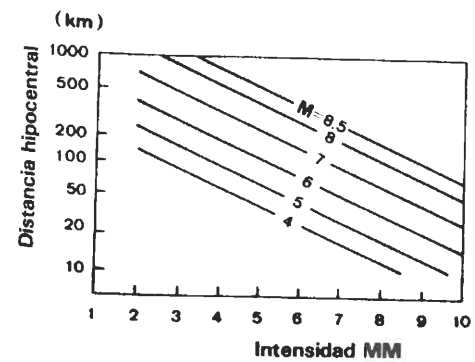


Figura 1-9 Relación entre distancia hipocentral, magnitud e intensidad sísmica.

adentro, a unos 200 km de la playa, que tuvieron epicentros de profundidad menor a los 60 km. La cifra indica que la ecuación (1-9) concuerda muy bien en la región (Utsu, 1977). Housner (1969-1970) muestra la relación entre las magnitudes de sismos esperados en California y el número de sismos que han ocurrido en los últimos 100 años.

La longitud L de la falla de un sismo en kilómetros está relacionada con la magnitud (Tocher, 1958):

$$M = (0.98 \cdot \log L) + 5.65 \tag{1-10}$$

El deslizamiento en la falla U en metros está también relacionado con la magnitud (Chinnery, 1969):

$$M = (1.32 \cdot \log U) + 4.27 \tag{1-11}$$

Iida presenta una ecuación similar (1965).

1.1.3.3 Energía Parte de la energía de deformación liberada por un sismo se dispersa desde la región focal con un movimiento de onda sísmica. El resto se transforma en energía potencial, la cual permite que tenga lugar la deformación de la corteza y que la energía se absorba en la destrucción de las rocas y el deslizamiento en las fallas.

Gutenberg y Richter (1956) muestran la siguiente relación entre la energía de una onda sísmica E y la magnitud M:

$$\log E = 4.8 + 1.5M \tag{1-12}$$

Se han propuesto algunas ecuaciones similares. En la ecuación (1-12) el valor de E está dado en julios. En la ecuación se señala que la energía

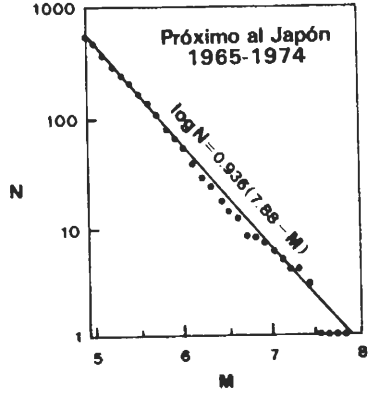


Figura 1-10 Relación entre magnitud y número de ocurrencias en el Japón, 1965-1974. (*De T. Utsu,* Seismology, *Kyoritsu Shuppan Co, Tokio, 1977.*)

se incrementa aproximadamente 32 veces para un incremento de 1 en la magnitud y 1000 veces para un incremento de 2 en M.

Recientemente, el momento sísmico se ha utilizado para medir el tamaño del mismo.

1.1.4 Actividad sísmica

1.1.4.1 Actividad sísmica en el mundo Al mapa con trazas de epicentros de sismos se le llama *mapa de sismicidad;* las más de las veces presenta todos los sismos de magnitud mayor a un valor especificado que han ocurrido en cierto periodo. La figura 1-11 es un ejemplo que muestra los epicentros de los sismos de una magnitud de 7 o mayor durante el intervalo de 1900 a 1980. Sugiere que, a menudo, las áreas siguientes están sujetas a los sismos:

1. La zona sísmica Circumpacífica, incluyendo el lado del Pacífico del Sur, Centro y Norteamérica, las Islas Aleutianas, la Península de Kamchatka, Japón, Indonesia y Nueva Zelanda.
2. La zona sísmica Euroasiana, la que se extiende del Sureste de Asia, cruzando el Medio Oriente, hasta el Mar Mediterráneo.
3. La cordillera Mezocéanica y el área donde ésta se presenta tierra adentro.
4. Parte de China, Norteamérica, el Medio Oriente y otros continentes.

La mayoría de las áreas que se incluyen en el punto 1 son arcos de islas, donde las placas tectónicas se sumergen; regiones que semejan arcos de islas, como el área de la costera de Centro y Sudamérica, o las de fallas de transformación, como el área de la costera de Norteamérica. La comparación entre las figuras 1-3 y la 1-11 ayuda a justificar la teoría de las placas tectónicas, la cual explica que los sismos se producen donde estas placas actúan unas contra otras.

Como se muestra en la figura 1-11, las áreas donde frecuentemente ocurren los sismos se distribuyen a menudo en franjas largas y angostas. Por lo tanto, estas áreas son llamadas *zonas sísmicas.* Recientes sismos de gran duración de la clase $M = 8$ han ocurrido en las fosas de los arcos de islas, abarcando áreas donde no han tenido (o casi no han tenido) lugar sismos en años recientes. El término *brecha sísmica* se aplica a esas regiones, en las que no han tenido lugar sismos y donde posiblemente se presentarán en un futuro comparativamente cercano.

La tabla 1-2 muestra detalles de sismos recientes de larga duración en varias partes del mundo. Está claro que el daño y la pérdida de vi-

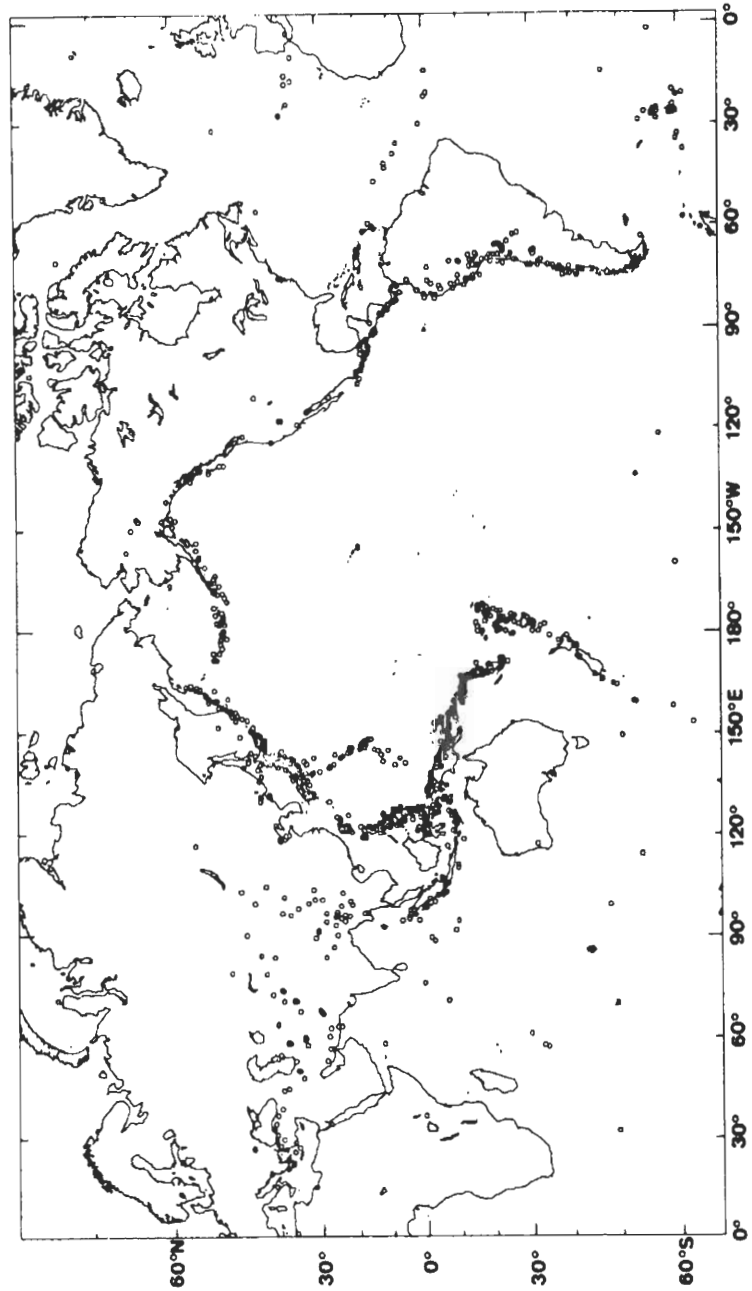


Figura 1-11 Mapa sísmico del mundo que muestra los epicentros de todos los temblores con magnitudes de 7 o mayores ocurridos entre 1900 y 1980. (*Obtenido a partir de datos de computadora del Information Processing Center for Disaster Prevention Studies, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Kyoto, Japón.*)

das depende de la densidad de población, la forma de la construcción de edificios, etc., y no sólo de la intensidad del sismo. También es difícil comparar directamente mapas históricos de epicentros de una antigua área como China o Japón, con las de un área nueva, como lo es América del Norte.

1.1.4.2 América del Norte A lo largo de la costa de California corre la falla de San Andrés, donde han ocurrido muchos sismos (Fig. 1-12). Es una falla de transformación entre las placas de Norteamérica y la del Pacífico, en que ésta se mueve de 50 a 60 mm/año en relación con la primera, en una dirección Noroeste. El movimiento es esencialmente lateral derecho; pero los aspectos regionales son complicados (Kasahara, 1981). El sismo de San Francisco (1906), el del Valle Imperial (1940) y el de Parkfield (1966), ocurrieron a lo largo de la falla de San Andrés, mientras el sismo de Kern County (1952) y el de San Fernando (1971) estuvieron asociados a ramificaciones de la falla (véase la Tabla 1-2). La falla ha producido alrededor de 30 sismos mayores. De acuerdo con el mapa de probabilidad sísmica que se muestra en la figura 1-13, también han ocurrido sismos en la parte Norte de Nueva York y Missouri, así como en California y Nevada; un sismo en Missouri (1811-1812) causó en fenómeno geográfico extraordinario. Este sismo tuvo áreas con daños estructurales cinco veces mayores que el de San Francisco en 1906 (Nuttli, 1982). Estos sismos, que se conocen como *sismos de interplacas,* no están asociados con las fronteras de las placas y su causa no se explica mediante el modelo de éstas (Berlín, 1980).

1.1.4.3 Centro y Sudamérica Ya que las placas de Cocos y Nazca están sumergiéndose en el lado del Pacífico de Centro y Sudamérica, respectivamente, esta área con semejanza a un arco de isla tiene una alta sismicidad. En años recientes han ocurrido sismos destructores en la Ciudad de México (1957, 1973 y 1985*), el sismo de Guatemala (1976; murieron 70 000 personas, véase la Tabla 1-2). En Perú y Chile sismos extremadamente grandes de la clase $M = 8$ dieron lugar a varios tsunami, los que a su vez causaron daños en áreas tan remotas como Hawai y Japón.

1.1.4.4 Japón Las placas del Pacífico y las Filipinas se sumergen a lo largo del lado del Océano Pacífico de las islas japonesas. Por lo tanto, la sismicidad es muy alta en el área entre las islas y la cordillera océanica.

* N. del E.: Al respecto consúltese el capítulo 7.

TABLA 1-2 Mayores sismos recientes en el mundo

Área	País	Año	Magnitud (Richter)	Región	Defunciones	Comentarios
América del Norte	Estados Unidos	1811-1812	8	New Madrid, Mo.	1	
		1906	8.3	San Francisco, Calif	700	
		1940	7.1	Imperial Valley, Calif.	8	
		1949	7.1	Olympia, Wash	8	
		1952	7.7	Kern County, Calif.	12	
		1959	7.1	Hebgen Lake, Mont.	28	Tsunami
		1964	8.4	Prince William Sound, Alaska	131	Tsunami
		1971	6.5	San Fernando, Calif.	65	
	México*	1957	7.9	Ciudad de México	68	
América Central	Guatemala	1976	7.5		23 000	
	Nicaragua	1972	6.2	Managua	5 000	
América del Sur	Chile*	1960	8.3	Alejado de las costas de Chile Central	1 743	Hawai 61, y Japón 119, por tsunami
	Perú	1970	7.6	Próximo a las costas de Perú del Norte	70 000	
	Venezuela	1965	6.5	Caracas	266	
Asia	China	1920	8.5	Kansu	100 000	
		1925	7.1	Yunnan	6 500	
		1976	7.6	Tangshan	650 000	
	India	1950	8.6	Frontera India-China	574	
	Japón	1891	8.4	Nobi	7 273	
		1896	7.6	Sanriku	27 122	Por tsunami
		1923	7.9	Kanto	143 000	Principalmente por fuego
		1927	7.5	Kitatango	2 925	
		1933	8.3	Sanriku	3 008	Por tsunami
		1943	7.4	Tottori	1 083	
		1944	8.0	Tonankai	998	
		1945	7.1	Mikawa	1 961	
		1946	8.1	Nankaido	1 432	
		1948	7.3	Fukui	3 895	
		1964	7.5	Niigata	26	
		1968	7.9	Tokachi-Oki	49	
		1978	7.4	Miyagiken-Oki	27	
Área del Pacífico del Sur	Nueva Zelanda	1931	7.9	Hawke's Bay		

N. del E. Véanse los datos correspondientes a los sismos de 1985 en el capítulo 7.

TABLA 1-2 Mayores sismos recientes en el mundo (continuación)

Área	País	Año	Magnitud (Richter)	Región	Defunciones	Comentarios
Medio Oriente	Irán	1929	7.1	Frontera Irán-U.R.S.S.	3 253	
		1962	7.3	Irán Noroccidental	12 000	
		1968	7.4		11 000	
	Turquía	1939	8.0	Erzincan	23 000	
		1944	7.4		4 000	
		1976	7.3	Frontera Irán Noroccidental-U.R.S.S.	5 000	
Europa	Italia	1908	7.5	Messina	120 000	
		1915	7.5	Avezzano	35 000	
		1976	6.5	Fruili	968	
	Rumania	1977	7.2	Vrancea	2 000	
	Yugoslavia	1963	6.0	Skopje	1 200	
		1979	7.3	Montenegro	121	
África	Marruecos	1960	5.9	Agadir	14 000	

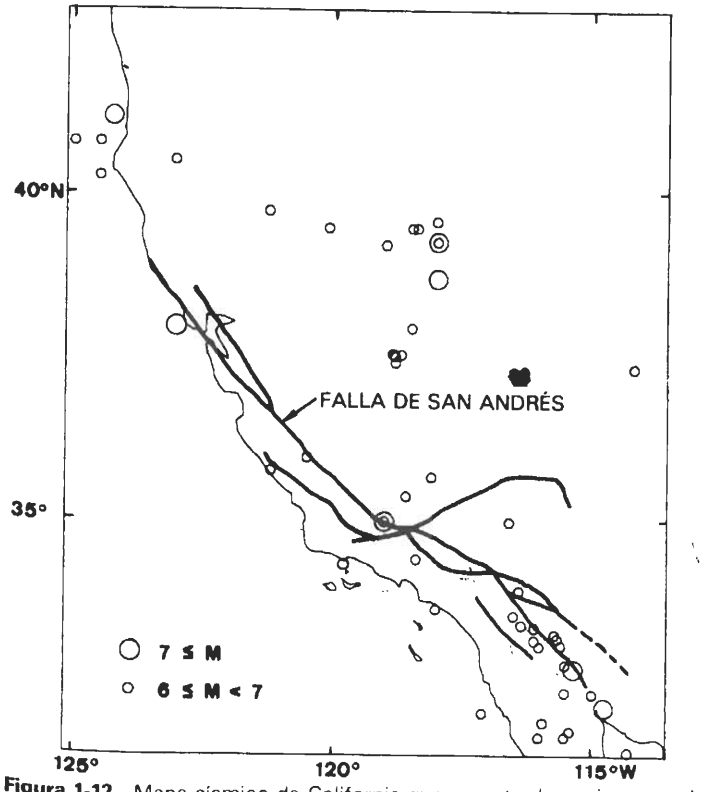


Figura 1-12 Mapa sísmico de California que muestra los epicentros de todos los temblores con magnitudes de 6 o mayores, ocurridos entre 1900 y 1980. (*Obtenido a partir de datos de computadora del Information Processing Center for Disaster Prevention Research Institute, Kyoto, Japón.*)

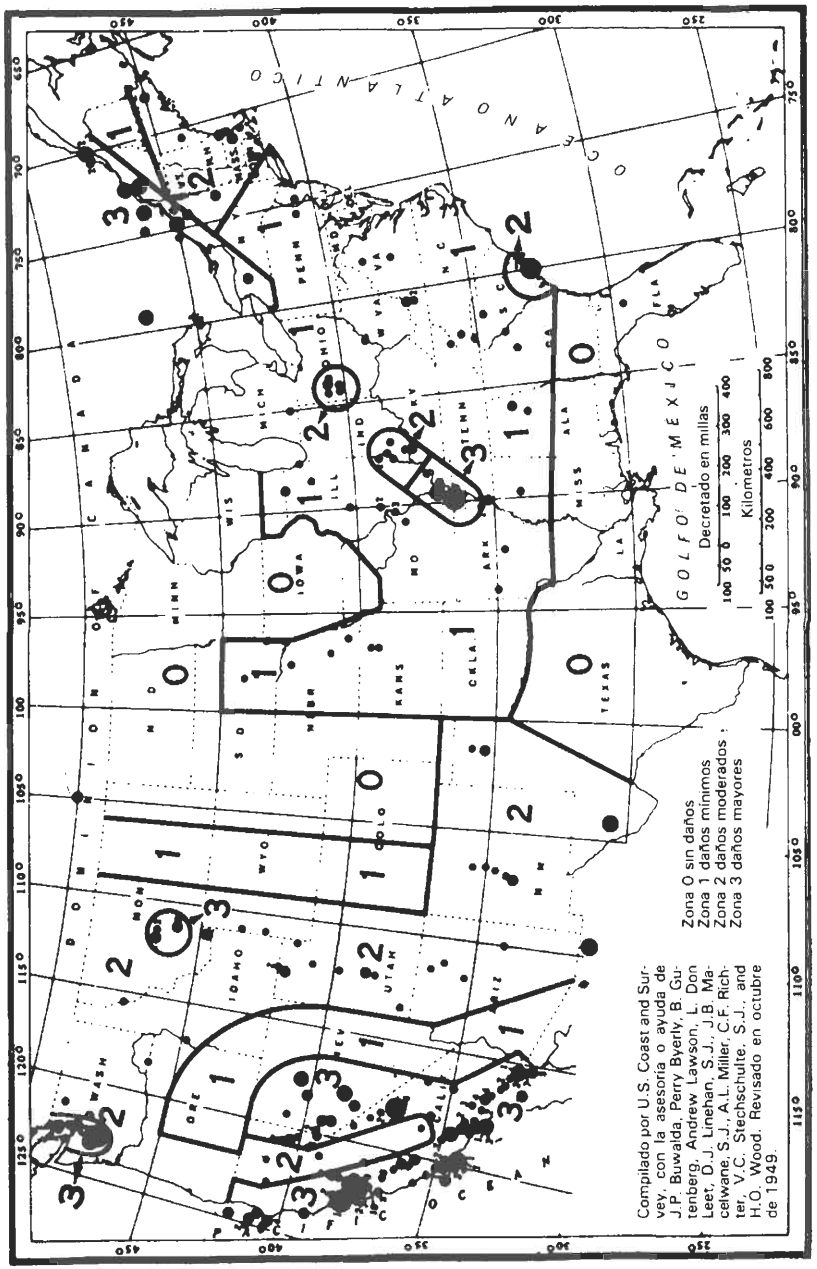

GOLFO DE MEXICO
Decretado en millas
Kilometros
Zona 0 sin daños
Zona 1 daños mínimos
Zona 2 daños moderados
Zona 3 daños mayores
Compilado por U.S. Coast and Survey, con la asesoría o ayuda de J.P. Buwalda, Perry Byerly, B. Gutenberg, Andrew Lawson, L. Don Leet, D.J. Linehan, S.J., J.B. Macelwane, S.J., A.L. Miller, C.F. Richter, V.C. Stechschulte, S.J., and H.O. Wood. Revisado en octubre de 1949.

Figura 1-13 Mapa sísmico probabilístico de Estados Unidos. [*De G.W. Housner, Strong Ground Motion, en R.L. Wiegel (editor), Earthquake Engineering, Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 1970, págs. 75-91.*]

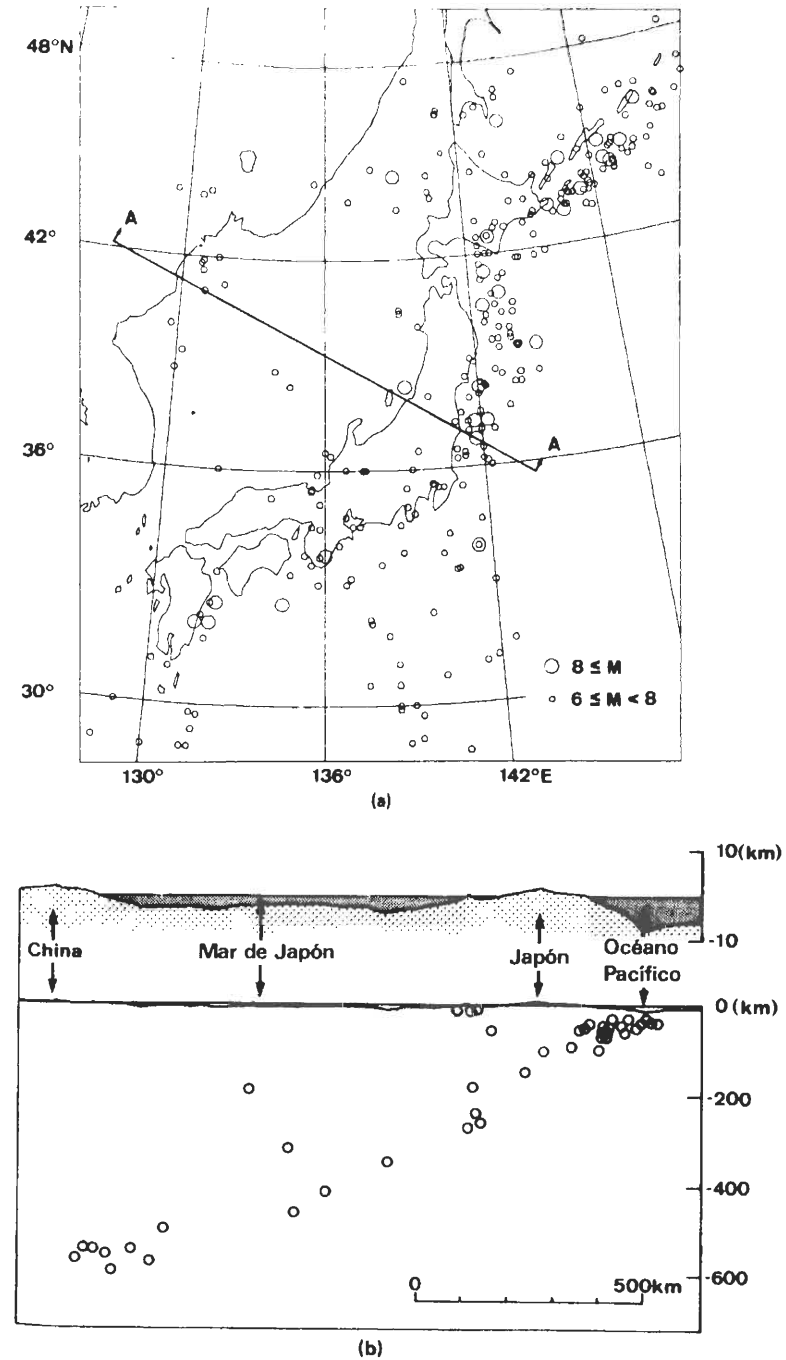


Figura 1-14 Sismos de gran intensidad en el Japón con magnitudes de 6 o más que ocurrieron entre 1900 y 1980. (*Obtenido a partir de datos de computadora del Information Processing Center for Disaster Prevention Studies. Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Kyoto, Japón.*)

Como se indica en la figura 1-14*a*, los sismos intensos de una magnitud mayor a 8 tienden a localizarse en el lado Este (zona marítima) de las islas. Puesto que ocurren por la sumersión de las placas tectónicas, a menudo son profundos, como se muestra en la figura 1-14*b*.

También son frecuentes los sismos más pequeños con una profundidad de foco de 20 km o menos tierra adentro del Japón. Son destructures porque ocurren directamente debajo de las ciudades. En el sismo de Kanto en 1923 (M = 7.4), se perdieron 143 000 vidas, la mayoría a causa del fuego provocado por el sismo. Se perdieron de 1000 a 4000 vidas en el sismo de Tottori (1943; M = 7.4), el sismo de Tonankai (1944; M = 8), el sismo de Nankaido (1946; M = 8.1) y el sismo de Fukui (1948; M = 7.3) (véase la Tabla 1-2).

1.1.4.5 Área del Pacífico Sur La sismicidad en Nueva Zelanda, en la parte Este de North Island y Sur de South Island, es tan alta como en el Sur de California (Gutenberg y Richter, 1956; véase la Fig. 1-15). El mayor sismo que ha ocurrido en Nueva Zelanda tuvo lugar en la bahía de Hawke, en North Island, en 1931 (M = 7.9), el cual causó daño a ciudades como Napier y Hastings.

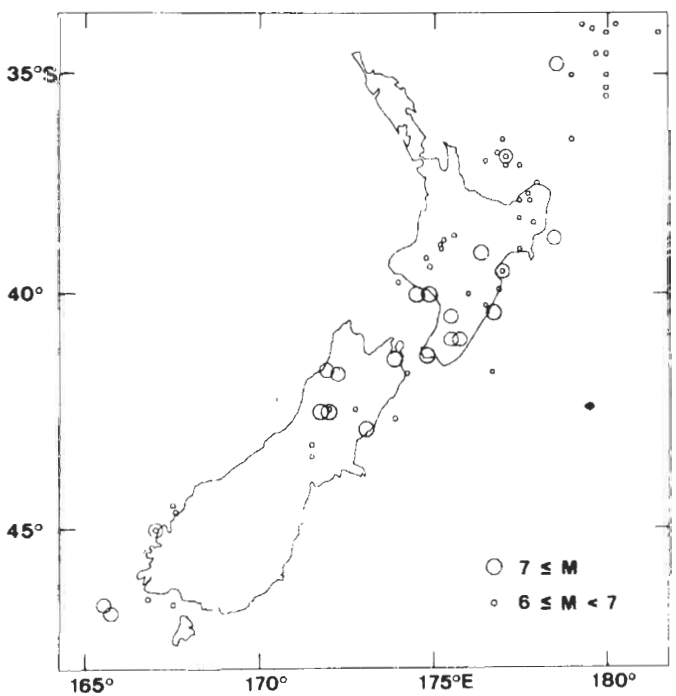


Figura 1-15 Sismos de gran intensidad en Nueva Zelanda: todos los sismos con magnitudes de 6 o mayores que ocurrieron entre 1900 y 1980, y sismos de poca profundidad con un gran historial. (*Obtenido a partir de datos de computadora del Processing Center for Disaster Prevention Studies. Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Kyoto Japón.*)

Las Filipinas sufrieron un sismo mayor en 1976, donde murieron 4000 personas.

1.1.4.6 Asia La China Continental es parte de la placa euroasiana. Las placas del Pacífico y de las Filipinas empujan contra ésta desde el Este, mientras la placa indoaustraliana empuja desde el Sur, produciendo un campo de esfuerzos muy complicado. Se han creado fallas activas de gran tamaño, resultado en cierto número de sismos de intraplacas (Fig. 1-16).

Los registros históricos de China indican sismos destructores y de gran tamaño: el sismo de Shensi (1556; M = 8 830 000 personas muertas), el de Shantung (1668; M = 8.5) y el de Kansu (1920; M = 8.5; 100 000 personas muertas). Como resultado del más reciente, Tangshan y Fengnan fueron destruidas casi por completo y se perdieron aproximadamente 650 000 vidas (Tabla 1-2).

Taiwán tiene condiciones sísmicas similares a las de Japón y una alta sismicidad (Ming-Tung, 1965).

En una región alrededor de las montañas Himalayas han tenido lugar sismos mayores de clase M = 8 con considerables pérdidas de vidas. El Este de India, especialmente Assam y sus alrededores, también ha sido sacudido por los sismos. El sismo de Assam de 1897 dañó una extensa área, mientras el de la frontera entre India y China de 1950, (M = 8.6) acabó con la vida de muchas personas.

En la Unión Soviética ha habido sismos mucho mayores, particularmente en las Repúblicas de Kirghiz y de Tadzik.

1.1.4.7 Medio Oriente Algunas partes de Irán y Turquía también han experimentado sismos mayores. Mucha gente murió por un sismo al Noroeste de Irán (1962), en el de Erzincan (1939) y el de Muradiye (1976), ambos en Turquía.

1.1.4.8 Europa Los países en Europa, con relativa alta sismicidad, incluyen Italia, Grecia, Yugoslavia y Rumania (Fig. 1-7). En Italia, sismos relativamente pequeños pero poco profundos, como el de Messina (1908; M = 7.5; 120 000 personas murieron) y el de Avezzano (1915; M = 7; 35 000 personas murieron), a veces causan grandes daños. El sismo de Skopje (1963: M = 6), el de Montenegro (1979; M = 7.3) en Yugoslavia y el sismo de Vrancea (1977; M = 7.2) en Rumania, causa-

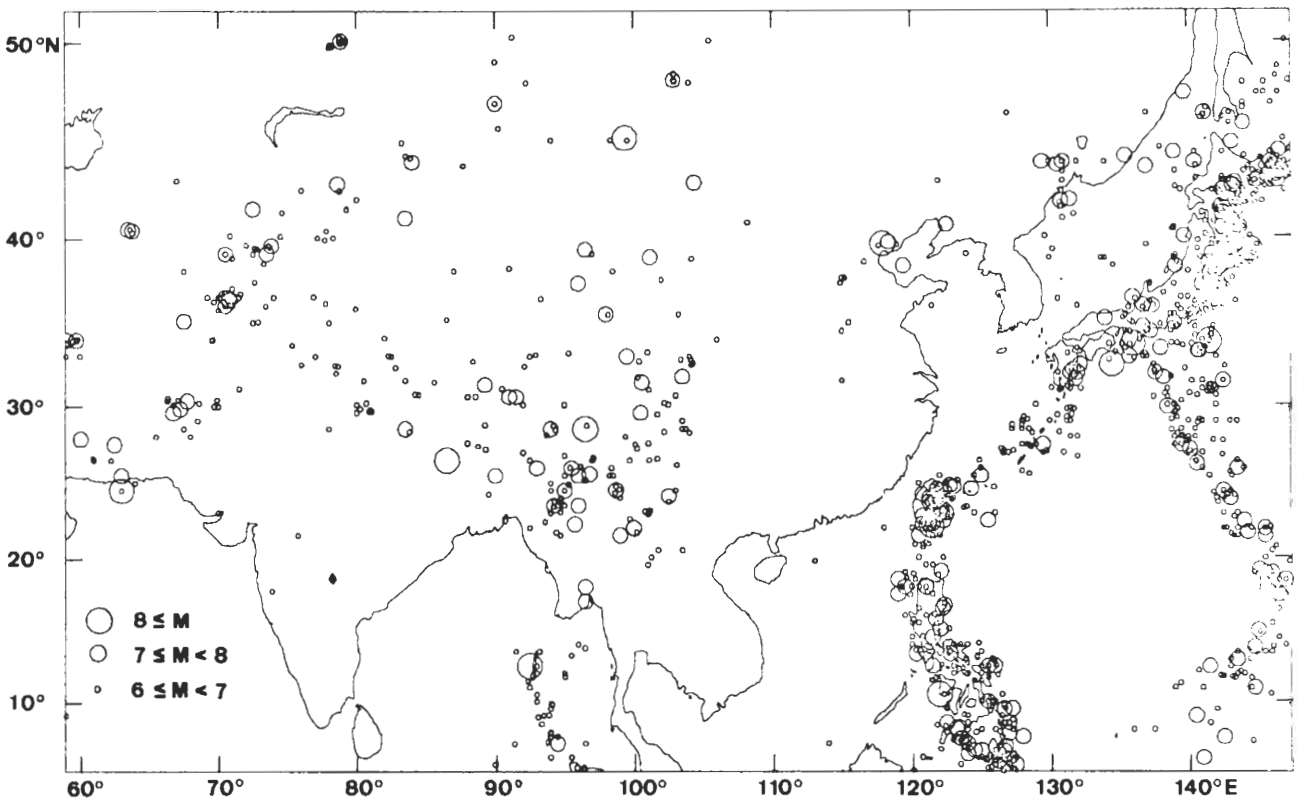


Figura 1-16 Sismos de gran intensidad con magnitudes de 6 o mayores en áreas de Asia que ocurrieron entre 1900 y 1980. (*Obtenido a partir de datos de computadora del Information Processing Center for Disaster Prevention Studies Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Japón.*)

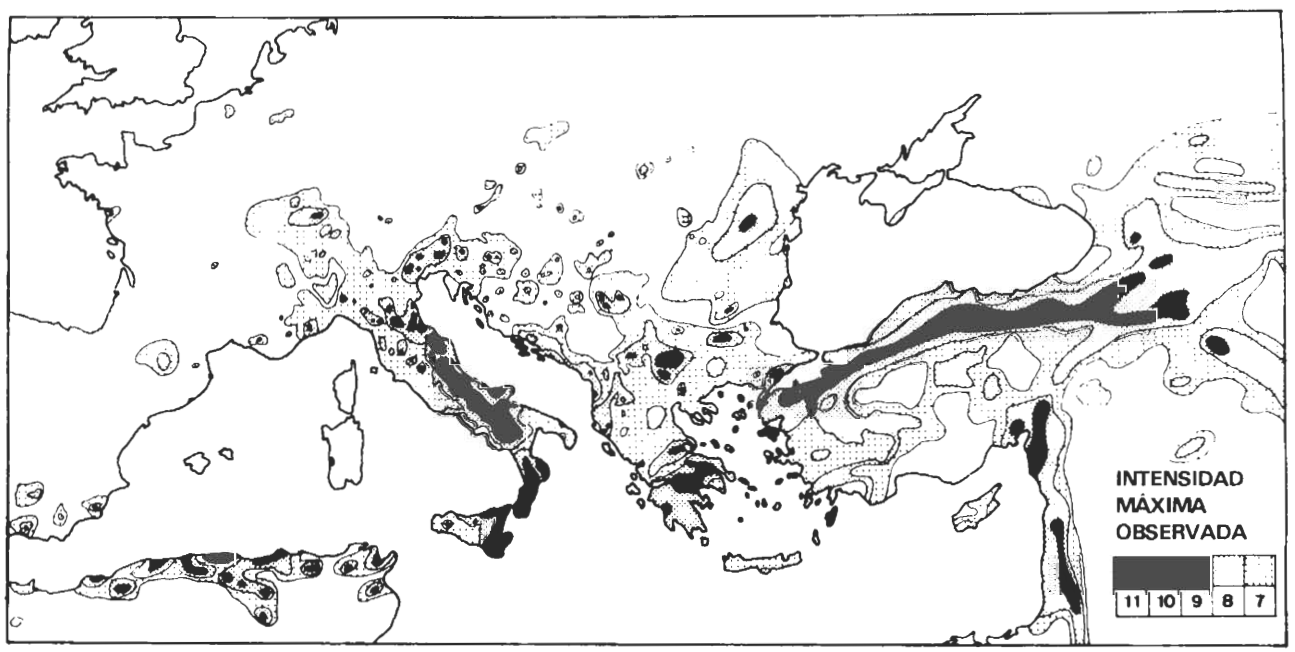


Figura 1-17 Mapa de máximas intensidades observadas en Europa. (*Del mapa compilado por V. Karnik, C. Radu, G. Polonik y D. Prochazkova. Cortesía de A. Cismigiu.*)

ron grandes daños al ocurrir en las cercanías de ciudades. Todos fueron sismos poco profundos, mas no muy intensos (Tabla 1-2).

1.1.4.9 África Ha habido relativamente pocos sismos en el continente africano, salvo en Marruecos, Argelia y Túnez.

1.2 Medición de los sismos

1.2.1 Sismómetro

1.2.1.1 Principio del sismógrafo El principio en que se basa el sismógrafo es que el movimiento del terreno se mide por el registro de las vibraciones de un péndulo simple suspendido de un punto fijo (Fig. 1-18; Kanai, 1969).

En el sistema que se muestra en la figura 1-18, el desplazamiento v del péndulo es proporcional al movimiento del terreno v_g, $v \alpha v_g$, si el periodo natural del péndulo es largo en relación con el periodo del movimiento del terreno y si se escoge un coeficiente apropiado de amortiguamiento. El desplazamiento registrado puede expresarse de este modo en términos del movimiento del terreno multiplicado por una constante. A este tipo de sismógrafo se le llama *sismógrafo de desplazamiento* o *sismógrafo de periodo largo*. Si se establece que el periodo del péndulo sea lo suficientemente corto en relación con el movimiento del terreno, por medio de un coeficiente apropiado de amortiguamiento del péndulo se obtiene, $v \alpha \ddot{v}_g$. Esto significa que el sismógrafo también puede registrar la aceleración del terreno. Este tipo de sismógrafo se llama *sismógrafo de aceleración* o *sismógrafo de periodo corto*. Si el periodo natural del péndulo se sitúa próximo al del movimiento del terreno, y si el valor del coeficiente de amortiguamiento de aquel es lo suficientemente grande, entonces $v \alpha \dot{v}_g$. Se podría así determinar la velocidad del terreno. Este tipo es el llamado *sismógrafo de velocidades*.

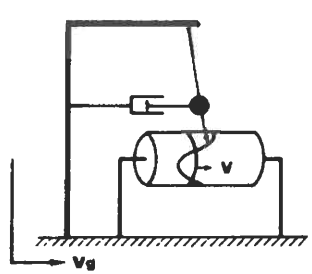


Figura 1-18 Sismógrafo.

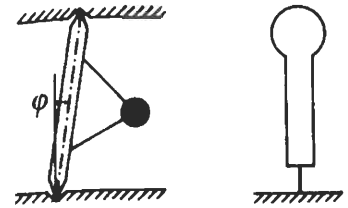


Figura 1-19 Péndulos para sismógrafos de periodos largos. (*a*) Péndulo horizontal. (*b*) Péndulo invertido.

Para un sismógrafo de periodo largo, el péndulo debe ser muy largo en el sistema que se muestra en la figura 1-18 a fin de obtener un periodo largo. En vez de un péndulo largo se puede utilizar uno horizontal o invertido (Fig. 1-19*a* y *b*, respectivamente) para satisfacer la condición.

1.2.1.2 La estructura del sismógrafo El movimiento del péndulo se puede amplificar por medios mecánicos, ópticos o electromagnéticos. Mecánicamente se logra una amplificación de varios céntuplos. Con una instrumentación óptica, la amplificación se puede incrementar varios miles de veces; y hasta millones de veces con técnicas electromagnéticas (Kanai, 1969*a*).

Como se estableció, el coeficiente de amortiguamiento se tiene que escoger apropiadamente para lograr proporcionalidad entre el desplazamiento del péndulo y el desplazamiento, velocidad o aceleración de movimiento del terreno. Para este fin, los amortiguadores se pueden operar por medio de aire, aceite o un electromagneto.

1.2.2 Acelerógrafo de movimiento intenso

Para los objetivos de ingeniería sísmica se deben registrar los sismos intensos. Para este propósito se han hecho los acelerógrafos de movimiento intenso (Cherry, 1974; Halverson, 1965; Hudson, 1970).

Normalmente, el registrador de un acelerógrafo de movimientos intensos está en reposo hasta que la aceleración del terreno exceda un valor preestablecido, con lo cual se dispara el medidor de cualquier sismo intenso. El registro del sismo se puede realizar en tres componentes de la vibración: dos horizontales y uno vertical.

Los diversos tipos de acelerógrafos de movimientos intensos incluyen el U.S. Coast and Geodetic Survey Standard, Akashi SMAC B/B2, Teledyne AR-240, Teledyne RFT-250, Teledyne RMT-280, New Zeland M02, U.S.S.R, U.A.R., etc. En general, tienen las siguientes características:

1. El periodo y el amortiguamiento del captador es 0.06 a 25 ciclos/s, seleccionados de manera que la respuesta sea proporcional a la aceleración del terreno.

2. La aceleración de arranque preestablecida es aproximadamente 0.005 g y los acelerógrafos son sensibles a una aceleración entre 0.001 y 1.0 g.

3. El tiempo de arranque promedio es 0.05 a 0.10 s.

Hasta 1974, aproximadamente 2200 acelerógrafos de movimiento intenso estaban instalados alrededor del mundo, y se dice que el número se ha duplicado en poco tiempo desde entonces (Cherry, 1974). Borcherdt y Matthiesen (1980) muestran los detalles de un programa de instrumentación de movimientos intensos en Estados Unidos. El registro de un acelerógrafo de movimientos intensos puede contener errores causados por factores como: (1) características de la frecuencia del acelerógrafo; (2) la elongación y el serpenteo del papel de registro; (3) el desfasamiento, desviación y la fricción de la pluma registradora, y (4) errores en la lectura del registro, etc. Normalmente, estos errores se corrigen por filtración y otros procedimientos.

1.2.3 Observación en campo de los movimientos del terreno

A fin de proporcionar una base confiable para el diseño sísmico de estructuras, la onda sísmica se debe predecir en forma tan precisa como sea posible. Por lo tanto, se han hecho esfuerzos para reunir los registros de muchos sismos intensos en diversos lugares. La forma y el tamaño de una onda sísmica dependen no sólo del mecanismo de la fuente del temblor, sino también de la geología, la trayectoria de propagación, las condiciones locales del sitio, y otros factores. De aquí que el registro de una onda sísmica, tomado en un lugar, algunas veces se modifica antes de aplicarlo a la predicción de la onda en otro sitio.

Por lo general, el registro de un sismo intenso consta de dos componentes horizontales: Norte-Sur y Este-Oeste y una componente vertical. La figura 1-20 muestra la componente Este-Oeste de la aceleración del terreno, registrada en el sismo de Taft (1952). La velocidad y el desplazamiento del terreno se pueden obtener al integrar el registro de la aceleración (véase Fig. 1-28). En general, los dos componentes horizontales son de magnitudes semejantes, mientras que la componente vertical es a veces algo más pequeña e incluye más componentes de frecuencias superiores.

El terreno siempre vibra, con amplitudes tan pequeñas como 10^{-6} a 10^{-7} m y con periodos de vibración que varían desde algunas décimas

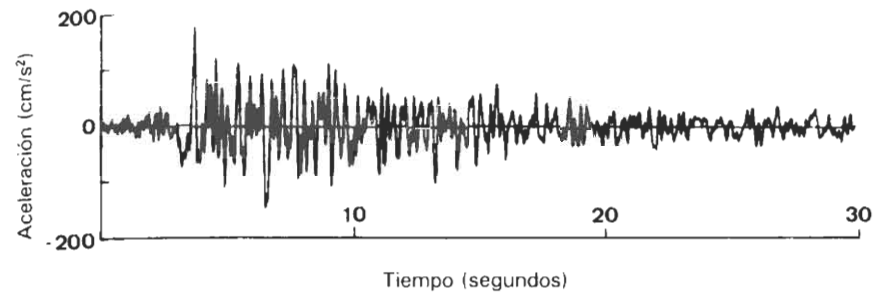


Figura 1-20 Componente Este-Oeste de la aceleración del terreno para el sismo de Taft, California 1952.

de segundo hasta varios segundos. A estas vibraciones se les llama *microtemblores*. Los microtemblores son causados por el tránsito cercano, máquinas en operación y otros objetos en movimiento. Su amplitud es usualmente mayor durante el día que por la noche, mientras que el periodo no cambia a lo largo del día.

En la figura 1-21*a* se muestra la onda de un microtemblor y en la figura 1-21*b*, su espectro. Puesto que la forma del espectro de un microtemblor es similar a la de un sismo real, se ha sugerido que los registros del microtemblor puedan utilizarse para predecir las características de sismos intensos (Kanai, 1962; Kanai, 1969*b*); esta técnica ya ha sido puesta en práctica. Sin embargo, se debe tener cuidado cuando se utilicen los registros de microtemblores, porque: (1) un microtemblor es más sensible a las condiciones en la fuente de la vibración; (2) se propaga con una trayectoria diferente, y (3) su amplitud es más pequeña que la de un sismo intenso. Por estas razones, las predicciones basadas en microtemblores pueden ser engañosas (Cherry, 1974).

1.2.4 Análisis de las ondas sísmicas

Una técnica para establecer las características del movimiento del terreno a partir del registro de un sismógrafo de movimiento intenso es construir un espectro de amplitudes de Fourier, al graficar la función $F(i\,\omega)$, dada por la ecuación (1-13), contra la frecuencia circular ω (Fig. 1-22). A menudo, en vez de la frecuencia circular se utiliza la frecuencia ordinaria o el periodo en la abcisa.

$$F(i\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) \exp(-i\omega t)\, dt \qquad (1\text{-}13)$$

El concepto de densidad espectral de potencia es similar al del espectro de Fourier. La densidad espectral de potencia expresa el conte-

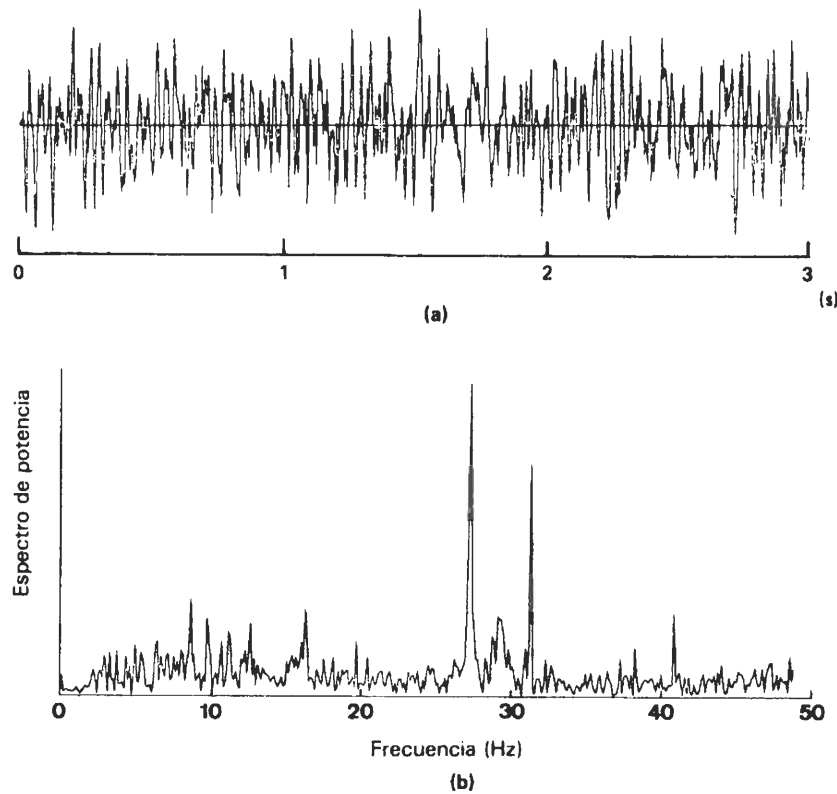


Figura 1-21 Datos de la observación de un microtemblor. (*a*) Forma de las ondas. (*b*) Espectro de potencia.

nido de la energía en cada periodo y es proporcional al cuadrado del espectro de amplitud de Fourier.

Para los propósitos de estudios estructurales, el espectro de respuesta se utiliza ampliamente para representar las características del movimiento del terreno. El espectro de respuesta es un diagrama de la respuesta máxima a un sismo de un sistema de un grado de libertad, con características lineales de la fuerza restitutiva, contra el periodo natural del sistema. El espectro de respuesta indica la máxima amplitud de vibración que una estructura mostrará ante el movimiento del terreno. El espectro de respuesta se analiza en la sección 2.1.5.

La intensidad del espectro (IE) definida por Housner (1959) también se utiliza con frecuencia a fin de expresar el efecto del movimiento del terreno en una estructura. Ésta es el área de un espectro de respuesta de velocidades (véase la Sec. 2.1.5) dentro de un periodo prescrito para un valor específico del amortiguamiento (Fig. 1-23). El IE representa una escala promedio de la intensidad del movimiento del terreno respecto a la influencia en un sistema elástico (Housner, 1970).

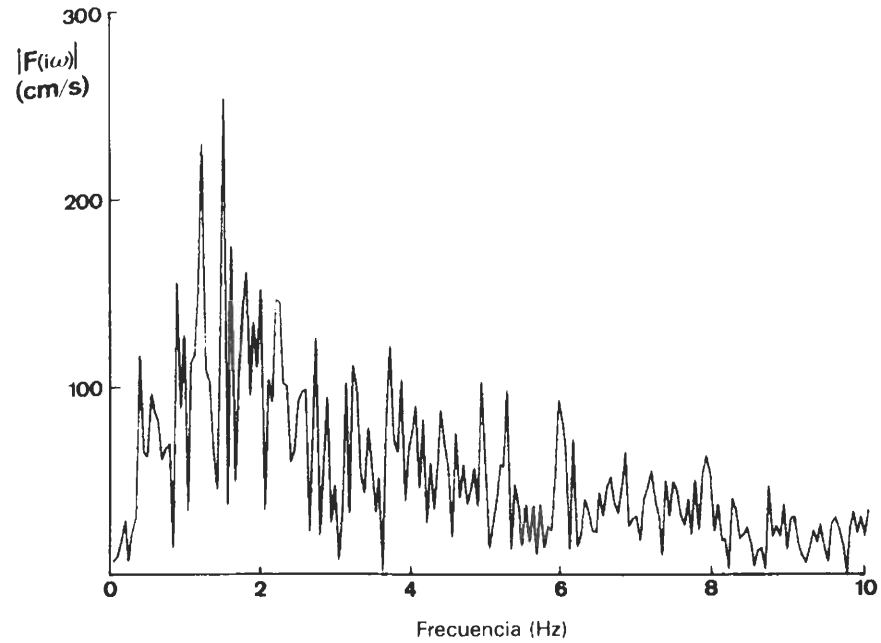


Figura 1-22 Espectro de amplitud de Fourier del sismo de El Centro de 1940, componente Norte-Sur.

1.3 Movimiento sísmico

1.3.1 Características de amplificación de las capas de la superficie

Cuando las ondas sísmicas se propagan en el terreno, se reflejan y se refractan en los límites de las capas de la superficie de la Tierra que tienen diferentes características. Si una onda sísmica penetra en un estrato más suave, su trayectoria se aproxima más al eje vertical (Fig. 1-24). Esto es, si c_1 y c_2 son las velocidades de la onda de las capas inferiores y superiores respectivamente, entonces rige la siguiente relación:

$$\frac{\operatorname{sen}\theta_1}{c_1} = \frac{\operatorname{sen}\theta_2}{c_2} \tag{1-14}$$

Como se ilustra en la figura 1-25, esta ecuación es válida en todas las superficies limítrofes. La relación entre el ángulo de incidencia θ, en la

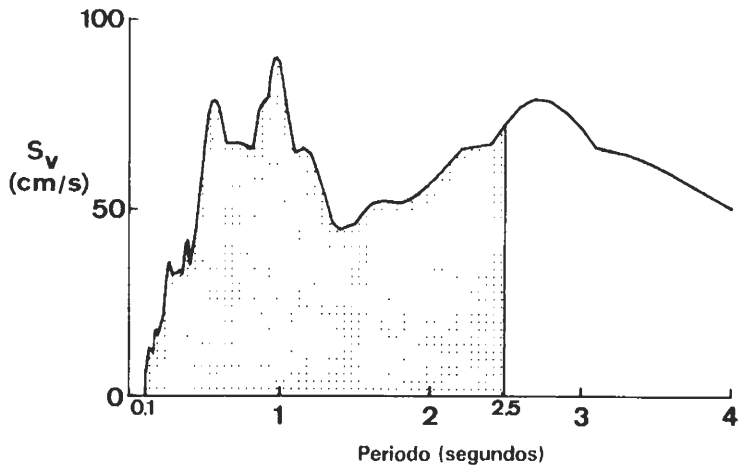


Figura 1-23 Espectro de intensidades.

base inferior de la roca y el ángulo de la onda θ_n en el estrato superior, sin considerar las propiedades de las capas intermedias, es:

$$\text{sen } \theta_n = \frac{c_n}{c_1} \text{sen}\,\theta_1 \qquad (1\text{-}15)$$

Por ejemplo, si $c_n = 0.1c_1$ y $\theta_1 = 90^\circ$ entonces $\theta_n \doteq 6^\circ$. Esto indica que la dirección de la propagación de la onda es casi vertical cuando la onda alcanza la superficie del terreno.

Como se establece en la sección 2.3.3, si penetra una onda estacionaria procedente de una base de roca dura, la amplitud de la onda en la superficie se amplifica y es mayor que la de la onda original. El fenómeno de resonancia tiene lugar especialmente cuando el periodo de una onda coincide con el del estrato superficial. Puesto que las ondas sísmicas reales son ondas no estacionarias, la amplificación es más pequeña que en la propagación de ondas estacionarias. No obstante, la onda sísmica se amplifica gradualmente al propagarse hacia la superficie

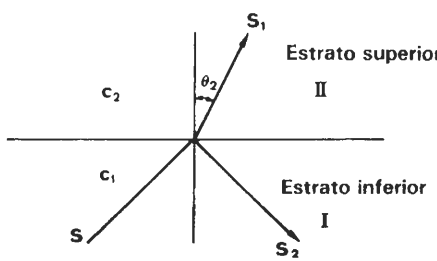


Figura 1-24 Reflexión y refracción de ondas.

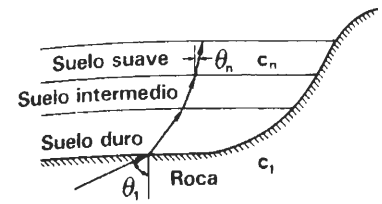


Figura 1-25 Reflexión de ondas en la superficie de las capas.

del terreno, como se muestra en el ejemplo numérico de la figura 1-26 (Toki, 1981).

1.3.2 Movimiento sísmico en la superficie del terreno

La forma, la amplitud, la duración y otras características de una onda sísmica se afectan no sólo por el tamaño del sismo y la distancia hipocentral, sino también por la fuente del mecanismo, la geología de la trayectoria de transmisión y las condiciones locales del sitio (Cherry, 1974). En otras palabras, la forma de una onda sísmica se altera debido al cambio en la caída del esfuerzo, la dislocación máxima de la falla y el área, la forma y la naturaleza de la superficie de la falla. La forma de la onda en el foco se revela, de este modo, en un punto cercano a éste; en cambio, en un punto en el extremo opuesto al foco no sólo se debilita la intensidad, sino también se altera la forma de la onda. Esto es, el periodo predominante está apto para alargarse puesto que las ondas de periodo corto se atenúan más con la transmisión de la onda. El grado de

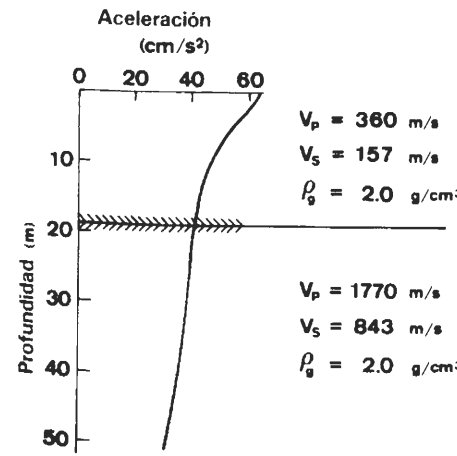


Figura 1-26 Distribución de la raíz cuadrada media de la amplitud de aceleraciones del terreno para la componente Norte-Sur del sismo de El Centro, California, 1940. (*De K. Toki*, Aseismic Analysis of Structures, *Gihodo Publishing Co., Tokio, 1981.*)

amplificación y la forma de una onda se afectan también por la dureza y el espesor de una capa bajo el sitio local. Por lo tanto, las ondas sísmicas son complejas y diferentes unas de otras. Newmark y Rosenblueth (1971) las clasificaron en cuatro clases:

1. *Tipo de una sacudida.* El foco se encuentra a poca profundidad y la capa de roca es dura, como en el sismo de Port Hueneme en 1957 (Fig. 1-27), el de Libia en 1963 y el de Skopje en 1963.
2. *Movimiento moderadamente largo y extremadamente irregular.* La profundidad del foco es intermedia y la capa de roca es dura, como el sismo de El Centro en 1940. Este tipo a menudo se observa en el cinturón Circumpacífico, donde la capa de roca es dura (Fig. 1-28).

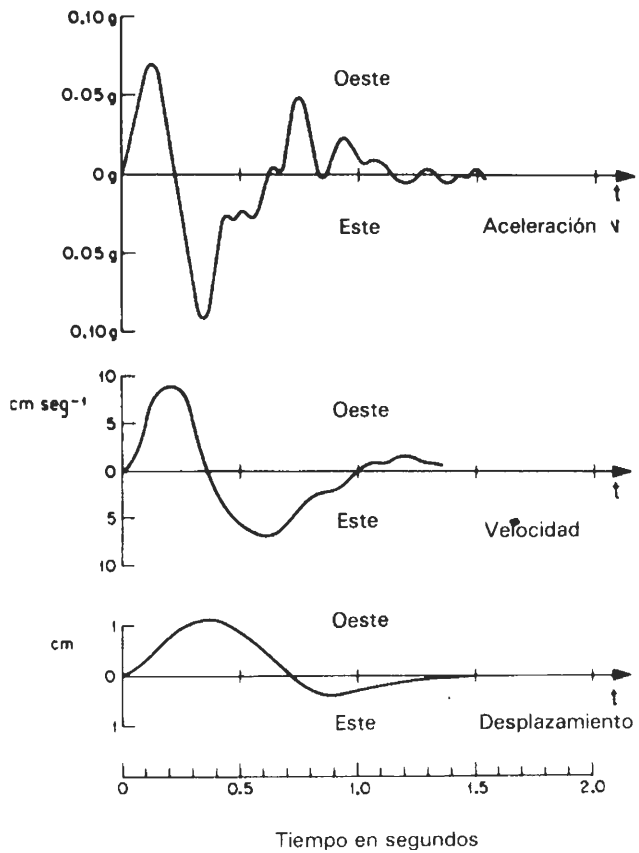


Figura 1-27 Componente Este-Oeste del sismo de Port Hueneme, 1957. [*De G.W. Housner and D.E. Hudson, The Port Hueneme earthquake of March 18, 1957,* Bull Seismol. Soc. Am., 48 (2), 163 (1958).]

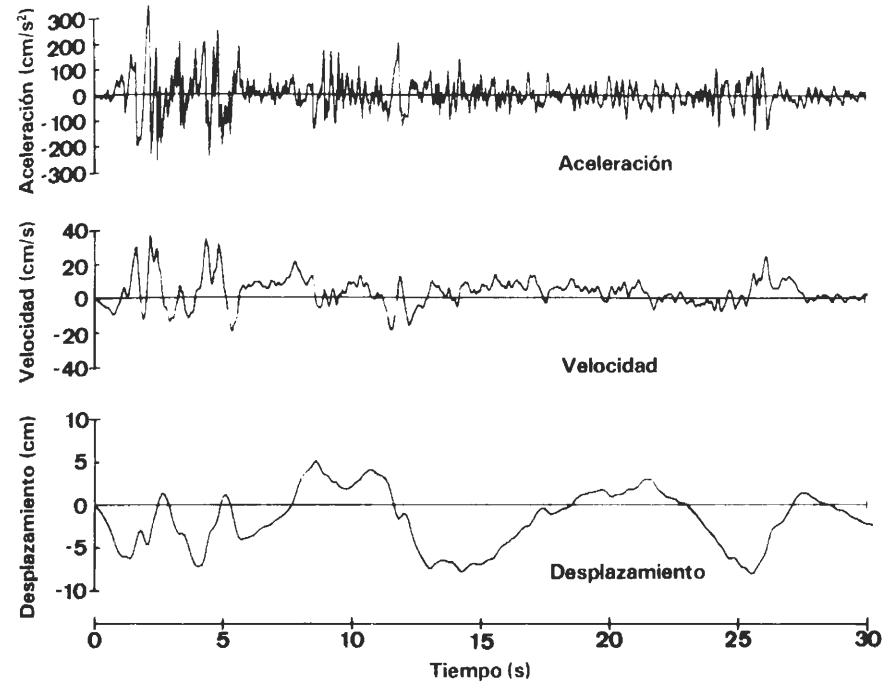


Figura 1-28 Componente Norte-Sur del sismo de El Centro, California, 1940.

3. *Movimiento largo del terreno que exhibe predominantemente periodos pronunciados de vibración.* Muchas capas suaves filtran la onda y las reflexiones consecutivas ocurren en los límites, como en el sismo de México en 1964.
4. *Movimiento del terreno que comprende una deformación permanente a gran escala del terreno.* Esto ocurrió en Anchorage, en el sismo de Alaska en 1964, y en el de Niigata en el mismo año.

Como punto común, un gran número de sismos muestran formas de ondas que son intermedias o combinan estos cuatro tipos.

1.3.3 Relación entre la naturaleza del terreno y el daño estructural

La experiencia muestra que el daño estructural es mayor en formaciones del terreno aluvial suave; por estas razones:

1. Se amplifica la onda sísmica.
2. Una estructura con un cierto periodo natural da lugar a un fenómeno de resonancia en tanto se derrumba.

3. A menudo ocurren asentamientos diferenciales, fisuras, deslizamientos del terreno y otros daños en el terreno.

Se informó de muchos daños estructurales en formaciones aluviales suaves, después de los viejos sismos de Nobi (1891), San Francisco (1906), Kanto (1923) y luego de sismos relativamente recientes como el de Fukui (1948). En los temblores de Chile (1960), Perú (1970), Guatemala (1976), Vrancea (1977) y Miyagiken-Oki (1978), el daño estructural se concentró en regiones donde el terreno era suave y el daño mayor se encontró en áreas alejadas de la ciudad, donde el terreno era más suave que en las regiones cercanas al epicentro.

REFERENCIAS

AIJ (Architectural Institute of Japan) (1981). *Data for Earthquake Resistant Design of Buildings*, AIJ, Tokyo (in Japanese).

Berlin, G. L. (1980). *Earthquakes and Urban Environment*, vol. 1, CRC Press, Inc., Boca Raton, Fla.

Bolt, B. A. (1978). *Earthquakes—A Primer*, W. H. Freeman and Company, San Francisco.

Borcherdt, R. D., and R. B. Matthiesen (1980). U.S. strong motion programs, *Proc. Seventh World Conf. Earthquake Eng.*, Istanbul, **2**, 9–16.

Cherry, S. (1974). Earthquake ground motions: Measurement and characteristics, in J. Solnes (ed.), *Engineering Seismology and Earthquake Engineering*, Noordhoff International Publishing, Leiden, 87–124.

Chinnery, M. A. (1969). Earthquake magnitude and source parameters, *Bull. Seismol. Soc. Am.*, **59**, 1969–1982.

Dowrick, D. J. (1977). *Earthquake Resistant Design*, John Wiley & Sons, Inc., New York.

Esteva, L., and E. Rosenblueth (1964). Espectros de temblores a distancias moderadas y grandes, *Bol. Soc. Mex. Ing. Sismol.*, **2**(1), 1–18.

Gutenberg, B., and C. F. Richter (1954). *Seismicity of the Earth and Associated Phenomena*, 2d ed., Princeton University Press, Princeton, N.J.

——— and ——— (1956). Earthquake magnitude, intensity, energy, and acceleration (second paper), *Bull. Seismol. Soc. Am.*, **46**(2), 105–145.

Halverson, H. T. (1965). The strong motion accelerograph, *Proc. Third World Conf. Earthquake Eng.*, Auckland, **1**, III 75–III 93.

Housner, G. W. (1959). Behavior of structures during earthquakes, *J. Eng. Mech. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **85**(EM-4), 109–129.

——— (1969). Engineering estimates of ground shaking and maximum earthquake magnitude, *Proc. Fourth World Conf. Earthquake Eng.*, Santiago, **1**(A-1), 1–13.

——— (1970). Strong ground motion, in R. L. Wiegel (ed.), *Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 75–91.

——— and D. E. Hudson (1958). The Port Hueneme earthquake of March 18, 1957, *Bull. Seismol. Soc. Am.*, **48**(2), 163–168.

Hudson, D. E. (1970). Ground motion measurements, in R. L. Wiegel (ed.), *Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 107–125.

Iida, K. (1965). Earthquake magnitude, earthquake fault, and source dimensions, *J. Earth Sci.*, Nagoya University, **13**, 115–132.

Kanai, K. (1962). On the spectrum of strong motion earthquakes, *Primeras journadas argentinas de ingeniería antisísmica*, 24-1.

——— (1969*a*). *Earthquake Engineering*, Kyoritsu Shuppan Co., Tokyo (in Japanese).

——— (1969*b*). Earthquake motion and ground motion, in S. Aoki (ed.), *Earthquake Engineering*, Kyoritsu Shuppan Co., Tokyo, 9–42 (in Japanese).

Kasahara, K. (1981). *Earthquake Mechanics*, Cambridge University Press, London.

Ming-Tung, H. (1965). Seismicity of Taiwan, *Proc. Third World Conf. Earthquake Eng.*, Auckland, **1**, 3-116–124.

Newmark, N. M., and E. Rosenblueth (1971). *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J.

Nuttli, O. W. (1982). The earthquake problem in the Eastern United States, *J. Struct. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **108**(ST-6), 1302–1312.

Richter, C. F. (1935). An instrumental earthquake magnitude scale, *Bull. Seismol. Soc. Am.*, **25**, 1–32.

Tocher, D. (1958). Earthquake energy and ground breakage, *Bull. Seismol. Soc. Am.*, **48**, 147–153.

Toki, K. (1981). *Aseismic Analysis of Structures*, Gihodo Publishing Co., Tokyo (in Japanese).

Utsu, T. (1977). *Seismology*, Kyoritsu Shuppan Co., Tokyo (in Japanese).

2

VIBRACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS ANTE EL MOVIMIENTO DEL TERRENO

2.1 Vibración elástica de las estructuras simples

2.1.1 Modelado de las estructuras y las ecuaciones del movimiento

Cuando se analizan las características de vibración de una estructura, en primer término éste se debe representar por medio de un modelo sencillo que refleje adecuadamente sus propiedades mecánicas. En muchos análisis se supone que la masa está concentrada al nivel de piso de cada uno de los entrepisos. Al utilizar esta suposición, las estructuras de un solo piso se pueden simplificar como se muestra en la figura 2-1. En ésta, el amortiguador representa el amortiguamiento de la estructura. La constante de resorte k relaciona la deflexión lateral v con la fuerza cortante F_S.

La figura 2-1 ilustra un sistema de un solo grado de libertad sujeto a una fuerza *(F(t)* que varía con el tiempo. La fuerza de amortiguamiento viscoso F_D es el producto del coeficiente de amortiguamiento c por la velocidad. Al aplicar el principio de D'Alembert, la ecuación del movimiento se expresa como:

$$F_I + F_D + F_S = F(t) \tag{2-1}$$

en la que F_I = fuerza de inercia
F_D = fuerza de amortiguamiento
F_S = fuerza que resiste el resorte

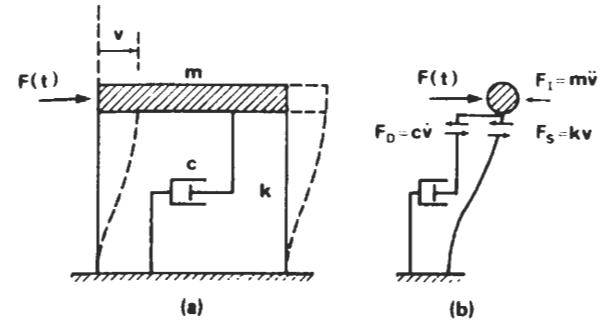


Figura 2-1 Sistema de un grado de libertad sujeto a una fuerza horizontal.

Entonces:

$$m\ddot{v} + cv + kv = F(t) \tag{2-2}$$

Cuando la estructura se encuentra sujeta a la aceleración del terreno $\ddot{v}_g$ (Fig. 2-2), F_I se puede expresar como:

$$F_I = m(\ddot{v} + \ddot{v}_g)$$

Entonces:

$$m\ddot{v} + c\dot{v} + kv = -m\ddot{v}_g \tag{2-3}$$

2.1.2 Vibración libre de las estructuras simples

Si no se aplica movimiento alguno del terreno a un sistema de un grado de libertad sin amortiguamiento, la ecuación que regula el movimiento para la vibración libre, ecuación (2-3), se puede simplificar a

$$m\ddot{v} + kv = 0 \tag{2-4}$$

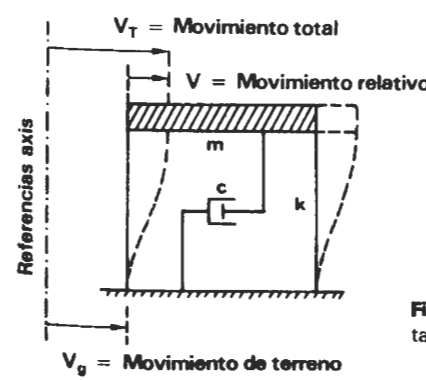


Figura 2-2 Sistema de un grado de libertad ante el movimiento del terreno.

La solución de la ecuación (2-4) se da como

$$v = A \cos \omega t + B \operatorname{sen} \omega t \qquad \omega = \left(\frac{k}{m} \right)^{\frac{1}{2}} \tag{2-5}$$

Las constantes A y B se pueden determinar a partir de las condiciones iniciales. $(A^2 + B^2)^{1/2}$ y ω son, respectivamente, la amplitud y la frecuencia circular del sistema. Cuando $v = v(0)$ y $\dot{v} = \dot{v}(0)$ para un instante $t = 0$, las constantes A y B son

$$A = v(0) \qquad B = \frac{\dot{v}(0)}{\omega}$$

La figura 2-3 ilustra la relación entre la deflexión v y el tiempo t para la condición anterior. El periodo natural T se define como el tiempo que requiere el ángulo de fase ωt para viajar de cero a 2π. Entonces

$$\omega t = 2\pi$$

y

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \left(\frac{m}{k} \right)^{\frac{1}{2}} \tag{2-6}$$

Si el amortiguamiento viscoso se encuentra presente en el sistema, la ecuación de movimiento se puede escribir como

$$m\ddot{v} + c\dot{v} + kv = 0 \tag{2-7}$$

o al dividir esta ecuación entre m,

$$\ddot{v} + 2\xi\omega\dot{v} + \omega^2 v = 0 \tag{2-8}$$

donde

$$2\xi\omega = \frac{c}{m} \qquad \omega^2 = \frac{k}{m} \tag{2-9}$$

La solución de la ecuación (2-8) es

$$v = A \exp(\lambda_1 t) + B \exp(\lambda_2 t) \tag{2-10}$$

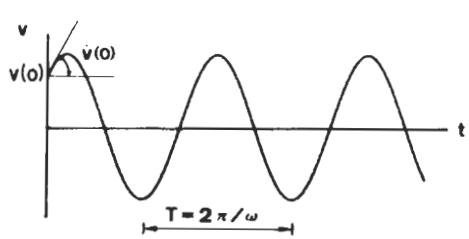


Figura 2-3 Respuesta de vibración libre no amortiguada.

donde

$$\lambda_1,\ \lambda_2 = \omega[-\xi \pm (\xi^2 - 1)^{\frac{1}{2}}] \tag{2-11}$$

La ecuación (2-10) indica que la solución cambia su forma de acuerdo con el valor de ξ.

Si $\xi^2 > 1$

$$v = \exp(-\xi\omega t)\,(A \cos \omega_D t + B \operatorname{sen} \omega_D t) \tag{2-12}$$

o

$$v = C \exp(-\xi\omega t) \operatorname{sen}(\omega_D t + \theta) \tag{2-13}$$

donde

$$C = (A^2 + B^2)^{\frac{1}{2}} \qquad \theta = \tan^{-1} A/B$$
$$\omega_D = (1 - \xi^2)^{\frac{1}{2}}\,\omega \tag{2-14}$$

ω_D se llama *frecuencia de vibración amortiguada*. La envolvente de la amplitud de vibración se obtiene como

$$C \exp(-\xi\omega t) = (A^2 + B^2)^{\frac{1}{2}} \exp(-\xi\omega t)$$

El sistema oscila cerca de la posición neutral, mientras la amplitud decae con el tiempo t.

Si $\xi^2 > 1$, el sistema no oscila porque el sistema de amortiguamiento supera a la oscilación. Este tipo de amortiguamiento se llama, por tanto, sobreamortiguamiento.

La condición $\xi^2 = 1$ indica un valor límite de amortiguamiento, para el cual el sistema pierde sus características vibratorias; a esto se le llama *amortiguamiento crítico*. Si c_{cr} designa el coeficiente de amortiguamiento para el amortiguamiento crítico, de la ecuación (2-9) se pueden obtener

$$c_{cr} = 2\omega m = 2(mk)^{\frac{1}{2}} \tag{2-15}$$

ξ se define en términos de c_{cr} o como

$$\xi = \frac{c}{c_{cr}} \tag{2-16}$$

ξ es la relación del coeficiente de amortiguamiento viscoso para su valor en el amortiguamiento crítico y se conoce como *fracción del amortiguamiento crítico* o simplemente *factor de amortiguamiento*. Las constantes A, B, C y θ en las ecuaciones (2-12) y (2-13) se determinan a partir de las condiciones iniciales. Por ejemplo, si $v = 0$ y $\dot{v} = \dot{v}(0)$ para el instante $t = 0$,

$$v = \frac{\dot{v}(0)}{\omega_D} \exp(-\xi\omega t) \operatorname{sen} \omega_D t \tag{2-17}$$

y la relación v contra t se puede trazar como en la figura 2-4. El periodo T_D se da como

$$T_D = \frac{2\pi}{(1-\xi^2)^{\frac{1}{2}}\,\omega} = \frac{T}{(1-\xi^2)^{\frac{1}{2}}} \tag{2-18}$$

en la cual $T = (2\pi/\omega)$ es el periodo natural cuando el sistema no está amortiguado. $T \doteq T_D$ si $\xi << 1$

Si las amplitudes en los instantes t_n y $t_n + T_D$ son v_n y v_{n+1}, respectivamente, la relación v_n/v_{n+1} se puede dar como

$$\frac{v_n}{v_{n+1}} = \exp\frac{2\pi\xi}{(1-\xi^2)^{\frac{1}{2}}} \tag{2-19}$$

A esta relación se le llama *factor del decaimiento de la amplitud*. Al tomar el logaritmo natural a ambos lados de la ecuación (2-19) se obtiene el decremento logarítmico

$$\ln\frac{v_n}{v_{n+1}} = 2\pi\frac{\xi}{(1-\xi^2)^{\frac{1}{2}}} \doteq 2\pi\xi \tag{2-20}$$

2.1.3 Estado permanente de las vibraciones forzadas

Si el sistema en la figura 2-2 está sujeto a un movimiento sinusoidal del terreno, como:

$$\ddot{v}_g = \alpha_0 \operatorname{sen}\omega' t \tag{2-21}$$

La ecuación (2-3) obtiene:

$$\ddot{v} + 2\xi\omega\dot{v} + \omega^2 v = -\alpha_0 \operatorname{sen}\omega' t \tag{2-22}$$

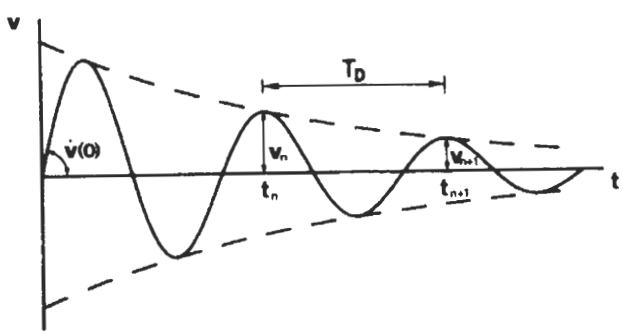


Figura 2-4 Respuesta de vibración libre de un sistema amortiguado.

La solución de la ecuación (2-22) es la suma de las soluciones complementarias de la ecuación (2-13) y de la particular. Puesto que la oscilación correspondiente a la solución complementaria decae rápidamente mientras el tiempo transcurre, la solución particular controla la vibración del sistema en el estado permanente. Esta vibración de estado permanente se refiere a la *vibración forzada*. La solución particular es

$$v = C_1 \operatorname{sen}\omega' t + C_2 \cos\omega' t \tag{2-23}$$

Entonces se sustituye la ecuación (2-23) por (2-22).

$$v(t) = -\frac{\alpha_0}{\omega^2}[(1-\beta^2)^2 + 4\xi^2\beta^2]^{-\frac{1}{2}} \operatorname{sen}(\omega' t - \theta) \tag{2-24}$$

donde

$$\theta = \tan^{-1}\frac{2\xi\beta}{1-\beta^2} \qquad \beta = \omega'/\omega \tag{2-25}$$

Una fuerza estática exterior igual a la fuerza interna ($m\alpha_0$) hace que se deforme el sistema mediante $m\alpha_0/k = \alpha_0/\omega^2$. Esta deflexión, denominada v_{st}, es

$$v_{st} = -\frac{\alpha_0}{\omega^2} \tag{2-26}$$

De acuerdo con las ecuaciones (2-24) y (2-26), la relación de la amplitud resultante de la respuesta a la deflexión estática v_{st}, llamada *factor dinámico de amplificación del desplazamiento* D_d, es

$$D_d = \left|\frac{v}{v_{st}}\right| = [(1-\beta^2)^2 + 4\xi^2\beta^2]^{-\frac{1}{2}} \tag{2-27}$$

La figura 2-25 muestra la relación entre D_d y la relación de frecuencia β. Cuando ω' se aproxima a ω, se incrementa la amplitud; esta tendencia se amplifica para valores más pequeños de ξ. La condición para la que $\omega' = \omega$, esto es: $\beta = 1$ se llama *resonancia*.

De la ecuación (2-3), la aceleración absoluta se da como

$$\ddot{v} + \ddot{v}_g = -(\omega^2 v + 2\xi\omega\dot{v}) \tag{2-28}$$

Al sustituir la ecuación (2-24) y su primera derivada en el lado derecho de la ecuación (2-28)

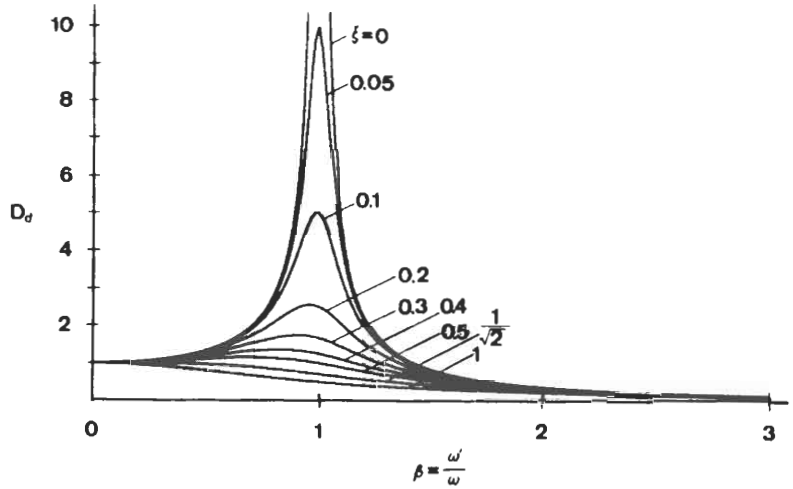


Figura 2-5 Factor dinámico de la amplificación del desplazamiento con el amortiguamiento y las frecuencias como parámetros.

$$\ddot{v} + \ddot{v}_g = \alpha_0[(1 - \beta^2)^2 + 4\xi^2\beta^2]^{-\frac{1}{2}}[1 + 4\xi^2\beta^2]^{\frac{1}{2}} \operatorname{sen}[\omega' t - (\theta - \theta_0)] \tag{2-29}$$

donde $$\theta_0 = \tan^{-1} 2\xi\beta \tag{2-30}$$

Por lo tanto, la relación entre la respuesta y la aceleración del terreno es

$$D_a = \left| \frac{\ddot{v} + \ddot{v}_g}{\ddot{v}_g} \right| = [(1 - \beta^2)^2 + 4\xi^2\beta^2]^{-\frac{1}{2}}[1 + 4\xi^2\beta^2]^{\frac{1}{2}} \tag{2-31}$$

A D_a se le llama factor dinámico de amplificación de la aceleración. La relación entre D_a y β se traza en la figura 2-6. $\beta = \sqrt{2}$ el factor de amplificación D_a es igual a la unidad, independientemente de los valores de ξ, D_a se reduce para valores más pequeños de ξ en el rango de $\beta > \sqrt{2}$.

2.1.4. Estado no permanente de las vibraciones forzadas

La exposición en la sección 2.1.3 está dedicada a la vibración de un sistema de un grado de libertad en su estado permanente. En la primera etapa, la vibración correspondiente a la solución complementaria no se puede ignorar. Antes de que la vibración alcance un estado permanente se llama *vibración transitoria*. Por razones de simplicidad, se supone $\omega' = \omega$ y que el movimiento del terreno $\ddot{v}_g = \alpha_0 \operatorname{sen} \omega' t$; entonces, la solución se obtiene a partir de las ecuaciones (2-12), (2-24), y (2-25) haciendo $\beta = 1$:

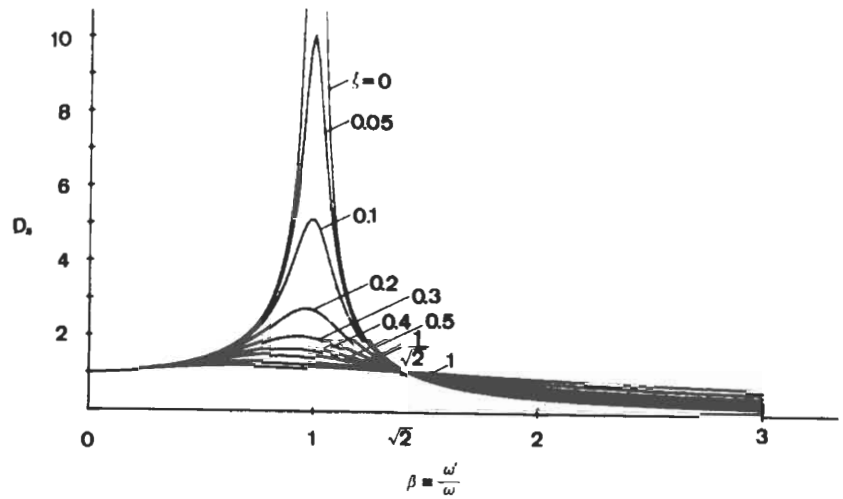


Figura 2-6 Factor dinámico de la amplificación de la aceleración con el amortiguamiento y la frecuencia como parámetros.

$$v(t) = \exp(-\xi\omega t)(A \cos \omega_D t + B \operatorname{sen} \omega_D t) + (\alpha_0/\omega^2)[1(2\xi)] \cos \omega t \tag{2-32}$$

Cuando $v = 0$ y $\dot{v} = 0$ en el instante $t = 0$, las constantes A y B son

$$A = -\frac{\alpha_0}{\omega^2}\frac{1}{2\xi} \qquad B = \frac{\xi}{(1 - \xi^2)^{\frac{1}{2}}} A$$

La figura 2-7 esquematiza la fluctuación en la amplitud, la cual se incrementa gradualmente mientras transcurre el tiempo y se aproxima a la amplitud en el estado permanente.

Considérese la respuesta de un sistema de un grado de libertad amortiguado sujeto a un movimiento arbitrario del terreno. Para calcular la respuesta, se supone que el movimiento del terreno corresponde a la suma de una serie de cargas impulsivas. La fuerza efectiva externa $F(t)$ provocada por el movimiento arbitrario del terreno es (Fig. 2-8):

$$F(t) = -m\ddot{v}_g \tag{2-33}$$

Si se toma $F(t)$ como una carga impulsiva aplicada durante un intervalo de tiempo infinitesimal $d\tau$ y la condición de que la cantidad de movimiento $m\dot{v}$ es igual al impulso $F(\tau)d\tau$, se obtiene

$$m\dot{v} = F(\tau)\, d\tau \tag{2-34}$$

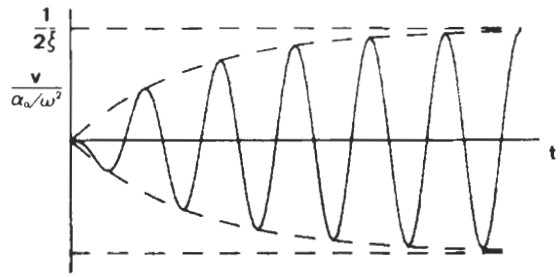


Figura 2-7 Respuesta transitoria de un sistema amortiguado.

Esta expresión significa que durante un cambio de tiempo $d\tau$ el impulso hace que la velocidad de la masa cambie en $F(\tau)d\tau/m$; por lo tanto, la solución se obtiene de las siguientes condiciones iniciales:

$$v = 0 \qquad \text{y} \qquad \dot{v} = F(\tau)\, d\tau/m \qquad \text{a} \qquad t = \tau$$

Las condiciones iniciales que se muestran arriba expresan la solución de la vibración libre. Al sustituir la velocidad inicial $\dot{v}(0) = [F(\tau)/m]d\tau = -\ddot{v}_g(\tau)d\tau$ para $t = \tau$ y $t = t - \tau$ en la ecuación (2-17), se obtiene la siguiente expresión:

$$v(t) = -[\ddot{v}_g(\tau)\, d\tau/\omega_D] \exp[-\xi\omega(t-\tau)] \operatorname{sen} \omega_D(t-\tau) \tag{2-35}$$

La ecuación (2-35) representa la vibración del sistema cuando está sujeto a una carga impulsiva $F(\tau) = -m\ddot{v}_g(\tau)$. Cuando $F(\tau)$ se aplica continuamente al sistema, la vibración del sistema se obtiene al sumar la ecuación (2-35) con respecto al tiempo τ. De este modo

$$v(t) = -\frac{1}{\omega_D}\int_0^t \ddot{v}_g(\tau) \exp[-\xi\omega(t-\tau)] \operatorname{sen} \omega_D(t-\tau)\, d\tau \tag{2-36}$$

Esta ecuación se llama *integral de Duhamel*. Puesto que $\xi << 1$ en la mayoría de las estructuras de edificios, $(1-\xi^2)^{1/2} \doteq 1.0$ y la ecuación (2-36) se puede: aproximar como

$$v(t) \doteq -\frac{1}{\omega}\int_0^t \ddot{v}_g(\tau) \exp[-\xi\omega(t-\tau)] \operatorname{sen} \omega(t-\tau)\, d\tau \tag{2-37}$$

La velocidad del sistema se obtiene al diferenciar primeramente la ecuación (2-17) y después usando el procedimiento que se obtuvo en la deducción de la ecuación (2-36): por lo tanto

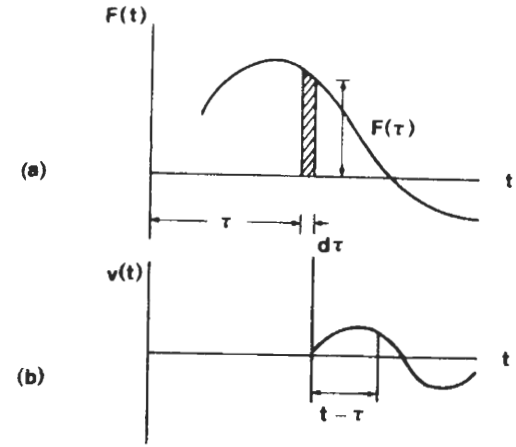


Figura 2-8 Derivación de la integral de Duhamel.

$$\dot{v}(t) \doteq -\int_0^t \ddot{v}_g(\tau) \exp[-\xi\omega(t-\tau)] \cos[\omega(t-\tau) + \psi]\, d\tau \tag{2-38}$$

donde

$$\psi = \tan^{-1}\frac{\xi}{(1-\xi^2)^{\frac{1}{2}}} \tag{2-39}$$

Análogamente, la aceleración (absoluta) se obtiene despreciando el segundo término en el lado derecho de la ecuación (2-28) como

$$\ddot{v} + \ddot{v}_g \doteq \omega\int_0^t \ddot{v}_g(\tau) \exp[-\xi\omega(t-\tau)] \operatorname{sen} \omega(t-\tau)\, d\tau \tag{2-40}$$

2.1.5. Representación del espectro de respuesta

En el diseño de estructuras sujetas a una vibración de estado permanente, la mayor preocupación es el máximo valor (en el sentido absoluto) de la respuesta. El desplazamiento relativo v alcanza su máximo cuando la integral toma el máximo valor en la ecuación (2-37). Con el máximo valor de esta cantidad definida como S_v, se tiene

$$S_d = \frac{1}{\omega}S_v = \frac{T}{2\pi}S_v = v_{\text{máx}} \tag{2-41}$$

S_a se llama *desplazamiento espectral*, y por tanto

$$S_v = \{\int \ddot{v}_g(\tau) \exp[-\xi\omega(t-\tau)] \operatorname{sen}\omega(t-\tau)\, d\tau\}_{\text{máx}} \tag{2-42}$$

En las estructuras amortiguadas S_v no es idéntica a la respuesta de la velocidad máxima, aunque muy parecida; por lo tanto, S_v se considera la velocidad máxima y se llama *velocidad seudoespectral* o simplemente *velocidad espectral*.

Después, como una aproximación razonable

$$S_v \doteq \dot{v}_{\text{máx}} \tag{2-43}$$

De acuerdo con las ecuaciones (2-40) a (2-42)

$$S_a = \omega S_v = \frac{2\pi}{T} S_v \doteq (\ddot{v} + \ddot{v}_g)_{\text{máx}} \tag{2-44}$$

S_a Se llama *aceleración espectral* (o, más exacto, *aceleración seudoespectral*, porque S_a en la generalidad de los casos no representa exactamente el valor cumbre de la aceleración).

La carga sísmica aplicada a la estructura, por ejemplo el cortante máximo en la base $V_{\text{máx}}$, es

$$V_{\text{máx}} = mS_a \tag{2-45}$$

Esta ecuación indica que el cortante máximo en la base se puede calcular con rapidez una vez que se conocen la masa de una estructura y la aceleración espectral. Al utilizar las ecuaciones (2-41) hasta (2-44), S_a, S_d y S_v se pueden obtener con respecto a cada combinación particular de un periodo natural y un coeficiente de amortiguamiento para un sistema de un grado de libertad sujeto a un movimiento sísmico. Los diagramas del trazado de S_a, S_v y S_d se llaman respectivamente *espectro de respuesta de la aceleración, espectro de respuesta de la velocidad* y *espectro de respuesta del desplazamiento*. La figura 2-9 representa el trazo de S_a de un sistema de un grado de libertad de la componente norte-sur del movimiento del terreno del sismo de El Centro, registrado en 1940. Una vez que se conocen el periodo natural y el coeficiente de amortiguamiento de una estructura, se puede determinar a partir de este diagrama la respuesta máxima de la estructura sujeta a este movimiento sísmico. Además, a partir de la ecuación (2-45), se calcula la fuerza cortante máxima en la base, aplicada de la estructura.

Como se muestra en la figura 2-9, los espectros de respuesta varían mucho con el periodo natural. Sin embargo, para los propósitos del diseño son de mayor significación los espectros generalizados en lugar de un espectro específico. Las figuras 2-10 a la 2-12 muestran los espectros de respuesta promedio, ideados por Housner, (1959;1970) de dos componentes, cada uno de cuatro registros diferentes de sismos en Estados Unidos. Umemura (1962) propuso espectros similares con base en movimientos sísmicos registrados en Estados Unidos y Japón.

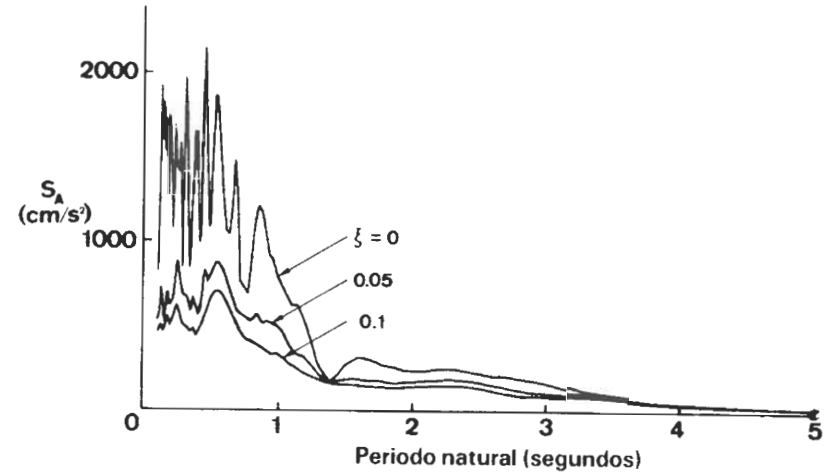


Figura 2-9 Espectros de respuesta de aceleración derivados de la componente norte-sur del sismo de El Centro, California, 1940.

Como se muestra en la figura 2-10, el espectro de velocidad es casi constante en un intervalo de periodos naturales más largos. El espectro de aceleración decrece al prolongarse el periodo natural (Fig. 2-11), en tanto que el espectro de desplazamiento se incrementa en proporción al periodo natural (Fig. 2-12). La figura 2-13 presenta croquis burdos de estos tres espectros. Cuando lo indica esta figura, S_a es proporcional a $1/T$ en el rango de periodos naturales más largos. Con referencia a la ecuación (2-45) se puede suponer que el cortante en la base es también proporcional a $1/T$. En muchos reglamentos sísmicos de edificios, el cortante en la base de un edificio alto se toma como proporcional a $1/T^{2/3}$ o $1/T^{1/2}$ en lugar de $1/T$ para dar un margen seguro (véase la tabla 4-1 en el Cap. 4).

Ya que las ecuaciones (2-41), (2-43) y (2-44) correlacionan entre sí a S_a, S_v y S_d, esos tres espectros se pueden trazar en una sola figura, como se muestra en la figura 2-14. En ésta, la abscisa designa el periodo natural y la ordenada el espectro de velocidad, en que ambos ejes siguen una escala logarítmica. S_d y S_a se leen en ejes inclinados $-45°$ y $45°$ respecto a la abscisa.

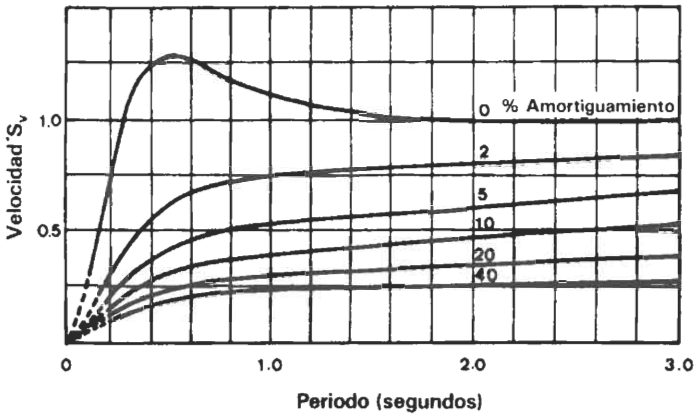


Figura 2-10 Espectros de respuesta suavizada de la velocidad promedio, S_v, por Housner; escala arbitraria. [*G. W. Housner, Behavior of structures during earthquakes,* J. Eng. Mech. Div., Am. Soc. Civ. Eng., *85 (EM-4), 109-129 (1959).*]

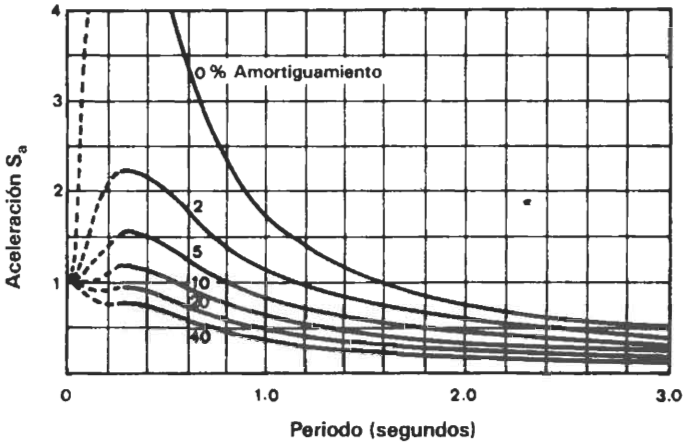


Figura 2-11 Espectros de respuesta suavizada de la aceleración promedio, S_a, por Housner; escala arbitraria. [*G. W. Housner, Behavior of structures during earthquakes,* J. Eng. Mech. Div., Am. Soc. Civ. Eng., *85 (EM-4), 109-129 (1959).*]

2.2 Vibración elástica de estructuras de múltiples pisos

2.2.1 Ecuaciones del movimiento

Al analizar una estructura de múltiples pisos sujetas a fuerzas variables con el tiempo, se utiliza frecuentemente un modelo del sistema con masa y resortes, como se ilustra en la figura 2-15. En términos burdos,

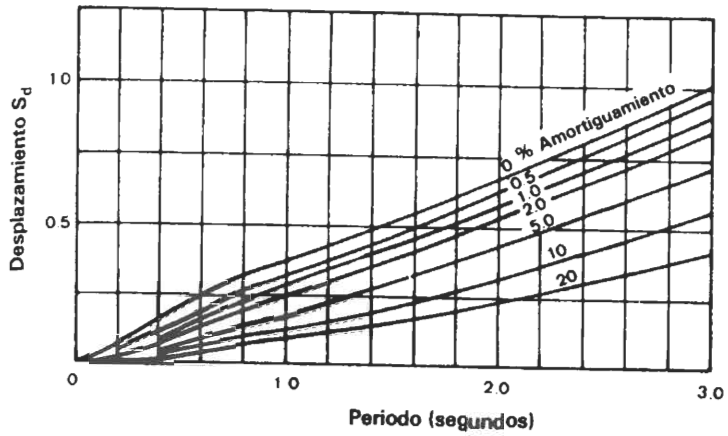


Figura 2-12 Espectros de respuesta suavizada del desplazamiento promedio, S_d, por Housner; escala arbitraria. (*G. W. Housner, Strong ground motion,* in R. L. *Wiegel (ed.)* Earthquake Engineering, *Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 1970, 75-91.*)

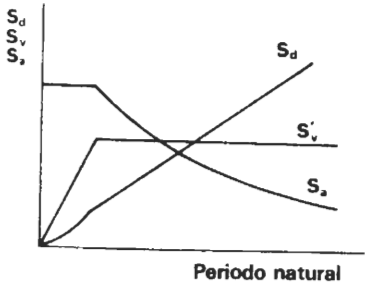


Figura 2-13 Formas generales de los espectros de respuesta.

las estructuras de múltiples pisos se pueden dividir en dos grupos, de acuerdo con sus características de deformación: en un grupo los pisos se mueven solamente en dirección horizontal, haciéndose referencia a ellas como estructuras del tipo de cortante; en el otro, los pisos se mueven rotatoria y horizontalmente, haciéndose referencia a estructuras del tipo de momento-cortante.

Las ecuaciones de movimiento del sistema en la figura 2-15 son

$$\begin{aligned} F_{I1} + F_{D1} + F_{S1} &= F_1(t) \\ F_{I2} + F_{D2} + F_{S2} &= F_2(t) \end{aligned} \tag{2-46}$$

Las fuerzas inerciales en las ecuaciones son

$$\begin{aligned} F_{I1} &= m_1 \ddot{v}_1 \\ F_{I2} &= m_2 \ddot{v}_2 \end{aligned} \tag{2-47}$$

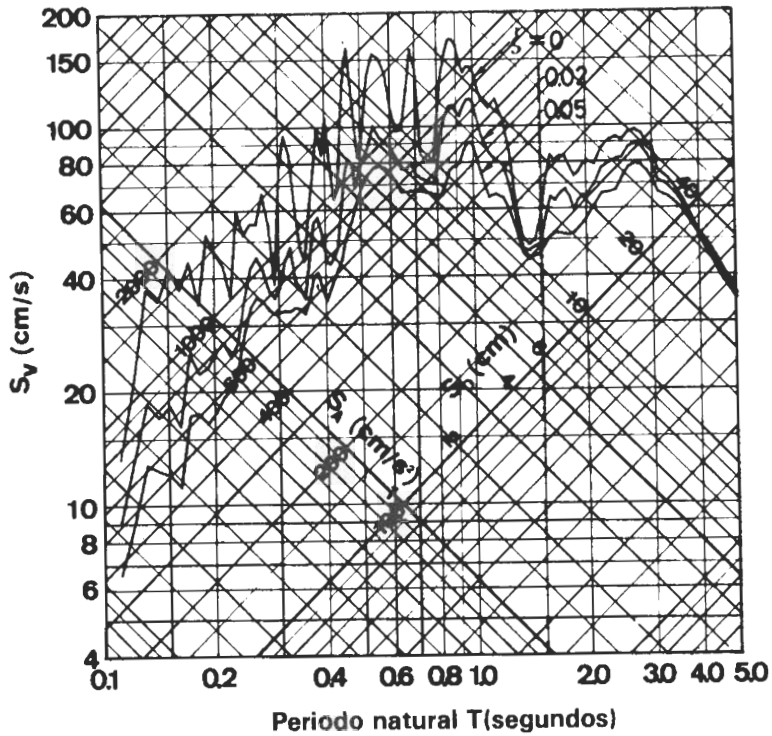


Figura 2-14 Espectros de respuesta derivados de la componente norte-sur del sismo de El Centro, California, 1940.

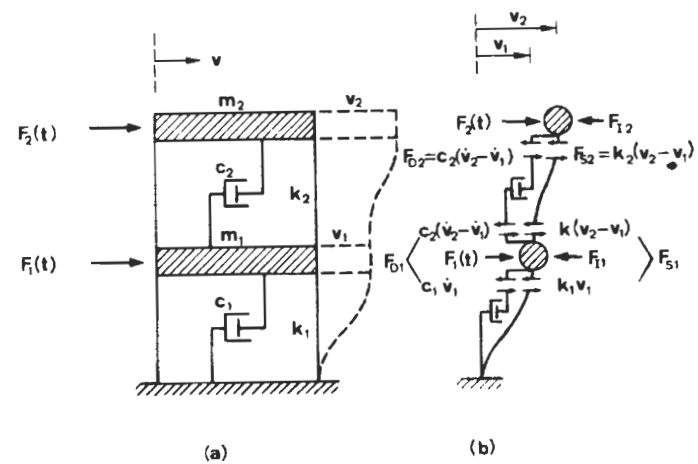


Figura 2-15 Sistema de dos grados de libertad bajo fuerzas horizontales.

o en forma matricial

$$\begin{Bmatrix} F_{I1} \\ F_{I2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_1 \\ \ddot{v}_2 \end{Bmatrix} \tag{2-48}$$

o $$\mathbf{F}_I = \mathbf{m}\ddot{\mathbf{v}} \tag{2-49}$$

Aquí $\mathbf{F}_I$, $\ddot{\mathbf{v}}$, y $\mathbf{m}$ son el vector de la fuerza de inercia, el vector de aceleraciones y la matriz de masas, respectivamente, como se presenta en la figura 2-15*b*, las masas acumuladas se concentran en los niveles de los pisos y la matriz de masas es, por lo tanto, una matriz diagonal. Las fuerzas de restitución y los desplazamientos se relacionan de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} F_{S1} &= k_1 v_1 - k_2(v_2 - v_1) \\ F_{S2} &= k_2(v_2 - v_1) \end{aligned} \tag{2-50}$$

Al introducir k_{11}, k_{12}, k_{21}, k_{22}

$$\begin{aligned} k_{11} &= k_1 + k_2 \quad \text{y} \quad k_{12} = -k_2 \\ k_{21} &= -k_2 \quad \text{y} \quad k_{22} = k_2 \end{aligned} \tag{2-51}$$

y se sustituye en la ecuación (2-50), las siguientes ecuaciones se obtienen (Fig. 2-16):

$$\begin{aligned} F_{S1} &= k_{11} v_1 + k_{12} v_2 \\ F_{S2} &= k_{21} v_1 + k_{22} v_2 \end{aligned} \tag{2-52}$$

k_{ij} se puede explicar como la fuerza aplicada en el iésimo piso cuando el jésimo piso está sujeto a una unidad de desplazamiento, mientras los

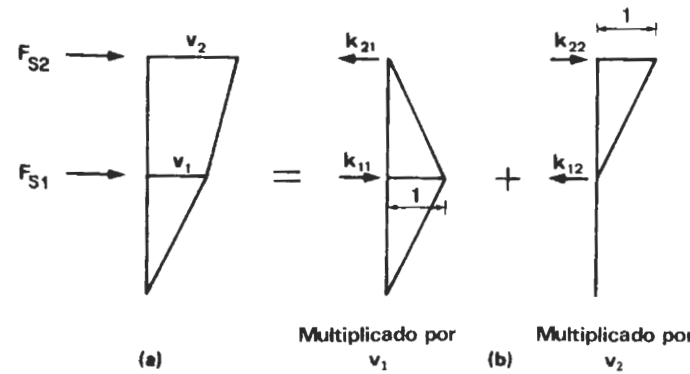


Figura 2-16 Carga y deflexión de un sistema de dos grados de libertad. (*a*) Deflexión total. (*b*) Descomposición de la deflexión.

otros pisos permanecen sin desplazamiento. De acuerdo con el teorema reciprocal de Maxwell-Betti,

$$k_{ij} = k_{ji} \tag{2-53}$$

Una expresión de la matriz para la ecuación (2-52) es

$$\begin{Bmatrix} F_{S1} \\ F_{S2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_1 \\ v_2 \end{Bmatrix} \tag{2-54}$$

o $$\mathbf{F}_S = \mathbf{kv} \tag{2-55}$$

Aquí $\mathbf{F}_s$, $\mathbf{v}$ y $\mathbf{k}$ son el vector de fuerza elástica, el vector de desplazamiento y la matriz de rigidez, respectivamente. La ecuación (2-53) indica que $\mathbf{k}$ es una matriz simétrica.

Si se supone que las fuerzas de amortiguamiento que se inducen por el amortiguamiento viscoso son proporcionales a las velocidades relativas,

$$\begin{Bmatrix} F_{D1} \\ F_{D2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} \\ c_{21} & c_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_1 \\ \dot{v}_2 \end{Bmatrix} \tag{2-56}$$

o en forma matricial

$$\mathbf{F}_D = \mathbf{c}\dot{\mathbf{v}} \tag{2-57}$$

Aquí $\mathbf{F}_D$, $\dot{\mathbf{v}}$, $\mathbf{c}$ son el vector de la fuerza de amortiguamiento viscoso, el vector de velocidad y la matriz de amortiguamiento viscoso, respectivamente. El vector de la carga aplicada es

$$\begin{Bmatrix} F_1(t) \\ F_2(t) \end{Bmatrix} \quad \text{o} \quad \mathbf{F}(t) \tag{2-58}$$

Al utilizar las ecuaciones (2-49), (2-55), (2-57) y (2-58), las ecuaciones de movimiento para el sistema de dos grados de libertad se pueden escribir como

$$\mathbf{F}_I + \mathbf{F}_D + \mathbf{F}_S = \mathbf{F}(t) \tag{2-59}$$

o $$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{v}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{v}} + \mathbf{kv} = \mathbf{F}(t) \tag{2-60}$$

En esencia, esta expresión tiene la misma forma que la ecuación para un sistema de un grado de libertad [Ec. (2-2)].

Si la aceleración del terreno $\ddot{v}_g$ se aplica a la estructura, entonces

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{v}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{v}} + \mathbf{kv} = -\mathbf{ml}\ddot{v}_g \tag{2-61}$$

en la que $\mathbf{l}$ es un vector unitario. Esta ecuación y la ecuación (2-3), la de un sistema de un grado de libertad, son intrínsecamente las mismas.

2.2.2 Periodos y modos de vibración de sistemas estructurales

Para un sistema de múltiples grados de libertad no amortiguado en vibración libre, la ecuación (2-61) se convierte en

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{v}} + \mathbf{kv} = \mathbf{0} \tag{2-62}$$

Se supone que la solución de la ecuación es

$$\mathbf{v} = \hat{\mathbf{v}} \operatorname{sen} \omega t \tag{2-63}$$

$\hat{\mathbf{v}}$ representa la forma vibracional del sistema. Al diferenciar dos veces la ecuación (2-63),

$$\ddot{\mathbf{v}} = -\omega^2 \hat{\mathbf{v}} \operatorname{sen} \omega t \tag{2-64}$$

Al sustituir a las ecuaciones (2-63) y (2-64) en la (2-62), se obtiene la expresión

$$\mathbf{k}\hat{\mathbf{v}} - \omega^2 \mathbf{m}\hat{\mathbf{v}} = \mathbf{0} \tag{2-65}$$

La ecuación (2-65) se llama ecuación de frecuencias con respecto a la frecuencia circular ω. Cuando el sistema tiene n grados de libertad, se obtienen de la ecuación (2-65) n frecuencias naturales circulares. El valor más bajo de ω se llama primera frecuencias natural circular ω_1. Las ω están numeradas secuencialmente, de manera que el enésimo valor más bajos de ω es la enésima frecuencia natural circular; al sustituirla en la ecuación (2-65), se pueden determinar los desplazamientos relativos $\hat{\mathbf{v}}$ del sistema, que representan la forma de la vibración, llamada *forma modal*. Para un sistema de dos grados de libertad, la ecuacion (2-65) es

$$\begin{aligned} (k_{11} - \omega^2 m_1)\hat{v}_1 + k_{12}\hat{v}_2 &= 0 \\ k_{21}\hat{v}_1 + (k_{22} - \omega^2 m_2)\hat{v}_2 &= 0 \end{aligned} \tag{2-66}$$

Para que $\hat{\mathbf{v}}$ tenga una solución no trivial, el determinante de la ecuación (2-66) debe ser cero:

$$\begin{vmatrix} k_{11} - \omega^2 m_1 & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} - \omega^2 m_2 \end{vmatrix} = 0 \tag{2-67}$$

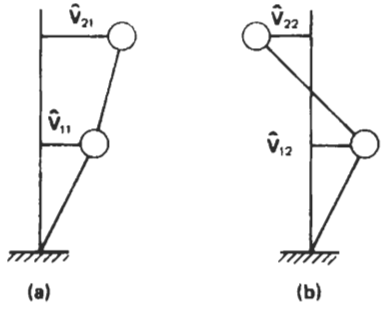


Figura 2-17 Formas modales de un sistema de dos grados de libertad. (*a*) Primer modo. (*b*) Segundo modo.

Esto es,

$$(m_1\omega^2 - k_{11})(m_2\omega^2 - k_{22}) - k_{12}k_{21} = 0 \tag{2-68}$$

Entre las cuatro raíces derivadas de la ecuación (2-68), las raíces positivas ω_1 y ω_2 corresponden respectivamente a las primera y segunda frecuencias naturales circulares. Al sustituirlas en la ecuación (2-66), la relación de desplazamientos $\hat{v}_2/\hat{v}_1$ se determina en forma única para cada ω_1 y ω_2, como se muestra en la figura 2-17. Las formas modales correspondientes a ω_1 y ω_2 se llaman el primero y segundo modo, respectivamente. Como resulta evidente de la condición que se especificó en la ecuación (2-66), sólo se pueden obtener relaciones de desplazamiento de $\hat{v}$. En la práctica, el desplazamiento correspondiente a la planta alta o más baja para el desplazamiento máximo se toma igual a la unidad como punto de partida. Si un sistema tiene N grados de libertad, la enésima forma modal ϕ_n se escribe como

$$\boldsymbol{\phi}_n = \begin{bmatrix} \phi_{1n} \\ \phi_{2n} \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \phi_{Nn} \end{bmatrix} \equiv \frac{1}{\hat{v}_{kn}} \begin{bmatrix} \hat{v}_{1n} \\ \hat{v}_{2n} \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \hat{v}_{Nn} \end{bmatrix} \tag{2-69}$$

Aquí $\hat{v}$ representa la componente de referencia. La matriz cuadrada, que consiste en los n vectores de la forma modal, se llama matriz de la forma modal y se expresa como

$$\boldsymbol{\phi} = [\boldsymbol{\phi}_1 \boldsymbol{\phi}_2 \cdots \boldsymbol{\phi}_N] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} \cdots \phi_{1N} \\ \phi_{21} & \phi_{22} \cdots \phi_{2N} \\ \cdots\cdots\cdots \\ \phi_{N1} & \phi_{N2} \cdots \phi_{NN} \end{bmatrix} \tag{2-70}$$

2.2.3 Ortogonalidad de los modos de vibración

Los vectores de forma modal poseen una relación ortogonal, para demostrar esta relación, considérense que $\hat{v}_n$ es el enésimo vector de la forma modal. De la ecuación (2-65) se puede obtener

$$\mathbf{k}\hat{\mathbf{v}}_n - \omega_n{}^2\mathbf{m}\hat{\mathbf{v}}_n = \mathbf{0} \tag{2-71}$$

Al premultiplicar la ecuación (2-71) por la transpuesta del enésimo vector $\hat{\mathbf{v}}_m$ de la forma modal, se obtiene

$$\hat{\mathbf{v}}_m^T\,\mathbf{k}\,\hat{\mathbf{v}}_n - \omega_n^2\hat{\mathbf{v}}_m^T\mathbf{m}\hat{\mathbf{v}}_n = 0 \tag{2-72}$$

Al intercambiar m y n en la ecuación (2-72), se obtiene

$$\hat{\mathbf{v}}_n^T\,\mathbf{k}\,\hat{\mathbf{v}}_m - \omega_m^2\hat{\mathbf{v}}_n^T\mathbf{m}\hat{\mathbf{v}}_m = 0 \tag{2-73}$$

Al considerar las características simétricas de las matrices $\mathbf{m}$ y $\mathbf{k}$

$$\hat{\mathbf{v}}_m^T\,\mathbf{k}\,\hat{\mathbf{v}}_n = \hat{\mathbf{v}}_n^T\,\mathbf{k}\,\hat{\mathbf{v}}_m$$
$$\hat{\mathbf{v}}_m^T\,\mathbf{m}\,\hat{\mathbf{v}}_n = \hat{\mathbf{v}}_n^T\,\mathbf{m}\,\hat{\mathbf{v}}_m$$

y luego restando la ecuación (2-72) de la (2-73), se llega a

$$(\omega_n^2 - \omega_m^2)\,\hat{\mathbf{v}}_n^T\,\mathbf{m}\,\hat{\mathbf{v}}_m = 0$$

Con la condición que $\omega_n^2 - \omega_m^2 \neq 0$ $(m \neq n)$, entonces

$$\hat{\mathbf{v}}_n^T\,\mathbf{m}\,\hat{\mathbf{v}}_m = 0 \qquad \text{con} \qquad m \neq n \tag{2-74}$$

Otra expresión de la ecuación (2-74) es

$$\Sigma m_i\,\hat{v}_{in}\hat{v}_{im} = 0 \tag{2-75}$$

Esta ecuación indica que los dos vectores de forma modales $\hat{\mathbf{v}}_n$ y $\hat{\mathbf{v}}_m$ son ortogonales con respecto a la matriz de masas $\mathbf{m}$. Al sustituir la ecuación (2-74) en la (2-73) se obtiene

$$\hat{\mathbf{v}}_n^T\,\mathbf{k}\,\hat{\mathbf{v}}_m = 0 \qquad \text{con} \qquad n \neq m \tag{2-76}$$

De este modo, los vectores de la forma modal también son ortogonales unos a otros con respecto a la matriz de rigidez $\mathbf{k}$. Un sistema de N grados de libertad contiene N formas modales individuales. Los desplazamientos arbitrarios $\mathbf{v}$ del sistema se pueden expresar como la suma de los enésimos vectores de la forma modal ϕ_n multiplicados por una amplitud Y_n (Fig. 2-18):

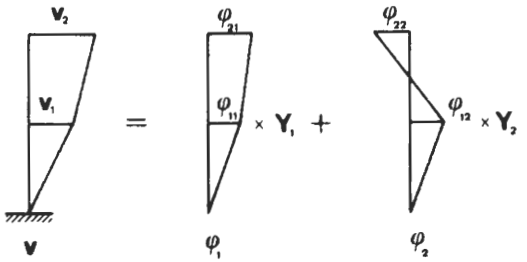


Figura 2-18 Deflexiones como la suma de las componentes modales.

$$\mathbf{v} = \sum_{n=1}^{N} \boldsymbol{\phi}_n Y_n \tag{2-77}$$

o al utilizar la matriz de la forma modal definida en la ecuación (2-70),

$$\mathbf{v} = \boldsymbol{\phi}\mathbf{Y} \tag{2-78}$$

El vector $\mathbf{Y}$ se llama *vector de coordenadas generalizadas* o *coordenadas normales del sistema*. Al premultiplicar la ecuación (2-78) por $\boldsymbol{\phi}_n^T\mathbf{m}$ y al considerar a la condición de ortogonalidad indicada en la ecuación (2-74), se puede derivar la amplitud correspondiente a la enésima forma modal Y_n:

$$\boldsymbol{\phi}_n^T\mathbf{m}\mathbf{v} = \boldsymbol{\phi}_n^T\mathbf{m}\boldsymbol{\phi}_n Y_n$$

$$Y_n = \frac{\boldsymbol{\phi}_n^T\mathbf{m}\mathbf{v}}{\boldsymbol{\phi}_n^T\mathbf{m}\boldsymbol{\phi}_n} \tag{2-79}$$

o

$$Y_n = \frac{\sum_{i=1}^{N} m_i\phi_{in}v_i}{\sum_{i=1}^{N} m_i\phi_{in}^2} \tag{2-80}$$

En el caso de un sistema de dos grados de libertad,

$$Y_1 = \frac{m_1\phi_{11}v_1 + m_2\phi_{21}v_2}{m_1\phi_{11}^2 + m_2\phi_{21}^2} \qquad Y_2 = \frac{m_1\phi_{12}v_1 + m_2\phi_{22}v_2}{m_1\phi_{12}^2 + m_2\phi_{22}^2} \tag{2-81}$$

$\dot{\mathbf{v}}$ y $\ddot{\mathbf{v}}$ se pueden también expresar al utilizar las coordenadas normales, puesto que $\mathbf{v}$ ahora se expresa como la ecuación (2-77). Cuando se vaya a resolver la ecuación para la vibración forzada [Ec. (2-61)] con respecto a las coordenadas normales, el lado derecho de la ecuación se debe también expresar con respecto a estas coordenadas. Primero, se descompone un vector unitario $\mathbf{1}$, a

$$\mathbf{1} = \sum_{n=1}^{N} \boldsymbol{\phi}_n\beta_n \tag{2-82}$$

o

$$\mathbf{1} = \boldsymbol{\phi}\boldsymbol{\beta} \tag{2-83}$$

En el caso del sistema de dos grados de libertad, la expresión de la ecuación (2-83) es como se representa en la figura 2-19:

$$\mathbf{1} = \boldsymbol{\phi}_1\beta_1 + \boldsymbol{\phi}_2\beta_2 \tag{2-84}$$

Para encontrar β_n la ecuación (2-83) se premultiplica por $\boldsymbol{\phi}_n^T\mathbf{m}$. De este modo

$$\boldsymbol{\phi}_n^T\mathbf{m}\mathbf{1} = \boldsymbol{\phi}_n^T\,\mathbf{m}\,\boldsymbol{\phi}\,\boldsymbol{\beta} \tag{2-85}$$

De la condición ortogonal,

$$\beta_n = \frac{\boldsymbol{\phi}_n^T\mathbf{m}\mathbf{1}}{\boldsymbol{\phi}_n^T\mathbf{m}\boldsymbol{\phi}_n} = \frac{\sum_{i=1}^{N} m_i\phi_{in}}{\sum_{i=1}^{N} m_i\phi_{in}^2} \tag{2-86}$$

β_n representa la participación relativa de la enésima forma modal en la vibración total del sistema. Se llama *factor sísmico de participación* para el enésimo modo.

2.2.4 Técnica del análisis modal

Las ecuaciones de movimiento para un sistema de n grados de libertad se pueden convertir en n ecuaciones independientes mediante el uso de

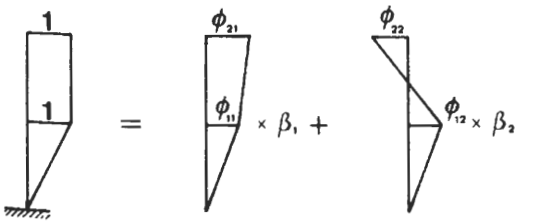


Figura 2-19 Deflexión unitaria como la suma de las componentes modales.

las coordenadas normales. La ecuación del movimiento de un sistema amortiguado de múltiples grados de libertad sujeto a vibraciones libres se da por la ecuación (2-60) con su lado derecho igualado a cero:

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{v}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{v}} + \mathbf{k}\mathbf{v} = \mathbf{0} \tag{2-87}$$

Al sustituir la ecuación (2-78) en la ecuación anterior se llega a

$$\mathbf{m}\boldsymbol{\phi}\ddot{\mathbf{Y}} + \mathbf{c}\boldsymbol{\phi}\dot{\mathbf{Y}} + \mathbf{k}\boldsymbol{\phi}\mathbf{Y} = \mathbf{0} \tag{2-88}$$

Al premultiplicar la ecuación (2-88) por $\boldsymbol{\phi}^T$ se obtiene

$$\boldsymbol{\phi}^T\mathbf{m}\boldsymbol{\phi}\ddot{\mathbf{Y}} + \boldsymbol{\phi}^T\mathbf{c}\boldsymbol{\phi}\dot{\mathbf{Y}} + \boldsymbol{\phi}^T\mathbf{k}\boldsymbol{\phi}\mathbf{Y} = \mathbf{0} \tag{2-89}$$

De la condición de ortogonalidad, las ecuaciones (2-74) y (2-76) son aún válidas. Si se supone que la condición de ortogonalidad aplicable a la matriz de amortiguamiento $\mathbf{c}$, todos los $\boldsymbol{\phi}^T\mathbf{m}\boldsymbol{\phi}, \boldsymbol{\phi}^T\mathbf{k}\boldsymbol{\phi}$, y $\boldsymbol{\phi}^T\mathbf{c}\boldsymbol{\phi}$ se convierten en matrices diagonales; por lo tanto, la ecuación (2-89) se desacopla para dar

$$\boldsymbol{\phi}_n^T\mathbf{m}\boldsymbol{\phi}_n\ddot{Y}_n + \boldsymbol{\phi}_n^T\mathbf{c}\boldsymbol{\phi}_n\dot{Y}_n + \boldsymbol{\phi}_n^T\mathbf{k}\boldsymbol{\phi}_n Y_n = 0 \tag{2-90}$$

o

$$M_n\ddot{Y}_n + C_n\dot{Y}_n + K_n Y_n = 0$$

$$M_n = \boldsymbol{\phi}_n^T\mathbf{m}\boldsymbol{\phi}_n \qquad K_n = \boldsymbol{\phi}_n^T\mathbf{k}\boldsymbol{\phi}_n \qquad C_n = \boldsymbol{\phi}_n^T\mathbf{c}\boldsymbol{\phi}_n \tag{2-91}$$

M_n, K_n, y C_n se llaman masa generalizada, constante del resorte generalizado y coeficiente de amortiguamiento generalizado del enésimo modo, respectivamente. La ecuación (2-91) también se puede escribir como

$$\ddot{Y}_n + 2\xi_n\omega_n\dot{Y}_n + \omega_n^2 Y_n = 0$$

$$\omega_n^2 = \frac{K_n}{M_n} \qquad \xi_n = \frac{C_n}{2M_n\omega_n} \tag{2-92}$$

Las ecuaciones del movimiento del sistema de n grados de libertad se descomponen para dar n ecuaciones independientes con respecto a las coordenadas normales. Puesto que la ecuación (2-92) es idéntica a la del movimiento de un sistema de un grado de libertad, la solución de un sistema de n grados de libertad, en vibración libre, es equivalente a resolver primero n sistemas independientes de un grado de libertad y después combinarlos de acuerdo con su participación. Esta técnica para reducir un sistema de múltiples grados de libertad se llama *análisis modal*, y es más efectiva que la integración directa de la ecuación (2-61), al analizar un sistema de múltiples grados de libertad sujeto al movimiento del terreno. Al sustituir las ecuaciones (2-78) y (2-83) en la (2-61) y aplicar el procedimiento para el análisis de un sistema de múltiples grados de libertad sujeto a una vibración libre conduce a

$$\ddot{Y}_n + 2\xi_n\omega_n\dot{Y}_n + \omega_n^2 Y_n = -\beta_n\ddot{v}_g \tag{2-93}$$

Al efectuar

$$Y_n = \beta_n Y_{no} \tag{2-94}$$

la ecuación (2-93) se convierte en

$$\ddot{Y}_{no} + 2\xi_n\omega_n\dot{Y}_{no} + \omega_n^2 Y_{no} = -\ddot{v}_g \tag{2-95}$$

Ésta es idéntica a la ecuación para un sistema de un grado de libertad sujeto al movimiento del terreno. De acuerdo con la ecuación (2-77), los desplazamientos se pueden expresar como

$$\mathbf{v} = \sum_{n=1}^{N} \boldsymbol{\phi}_n\beta_n Y_{no} \tag{2-96}$$

Aquí $\beta_n\boldsymbol{\phi}_n$ se llama *función de participación sísmica*. Las velocidades son

$$\dot{\mathbf{v}} = \sum_{n=1}^{N} \boldsymbol{\phi}_n\beta_n\dot{Y}_{no} \tag{2-97}$$

Las aceleraciones relativas son

$$\ddot{\mathbf{v}} = \sum_{n=1}^{N} \boldsymbol{\phi}_n\beta_n\ddot{Y}_{no} \tag{2-98}$$

Al descomponer $\ddot{v}_g$ en forma vectorial al utilizar la ecuación (2-82) y superponerla a la (2-98), se obtiene

$$\ddot{\mathbf{v}} + \mathbf{1}\ddot{v}_g = \sum_{n=1}^{N} \boldsymbol{\phi}_n\beta_n(\ddot{Y}_{no} + \ddot{v}_g) \tag{2-99}$$

El segundo término en la parte izquierda de la ecuación (2-95) es mucho más pequeño que el primer término y se puede despreciar

entonces

$$\ddot{Y}_{no} + \ddot{v}_g = -\omega_n^2 Y_{no} \tag{2-100}$$

Sustituir la ecuación (2-100) en la (2-99) conduce a

$$\ddot{\mathbf{v}} + \mathbf{1}\ddot{v}_g = -\sum_{n=1}^{N} \boldsymbol{\phi}_n \beta_n \omega_n^2 Y_{no} \tag{2-101}$$

La solución de la ecuación (2-95) para el movimiento del terreno en el estado no permanente se puede derivar de la (2-36):

$$Y_{no} = -\frac{1}{\omega_{Dn}} \int_0^t \ddot{v}_g(\tau) \exp\left[-\xi\omega_n(t-\tau)\right] \operatorname{sen} \omega_{Dn}(t-\tau)\, d\tau \tag{2-102}$$

Como se describió, la vibración forzada del sistema de n grados de libertad se puede expresar como la suma de las vibraciones forzadas de n sistemas independientes de un grado de libertad.

En la mayor parte de los problemas de ingeniería solamente son necesarios los valores extremos de los desplazamientos, las velocidades y las aceleraciones. Si los valores máximos de todos los modos ocurriesen en el mismo instante, la respuesta máxima se da como

$$v_{\text{máx}} = |v_1|_{\text{máx}} + |v_2|_{\text{máx}} + \cdots$$

Sin embargo, es improbable que los valores extremos ocurran simultáneamente; sus signos tampoco pueden ser iguales. La mejor aproximación para predecir la respuesta máxima es combinar probabilísticamente los valores extremos de todos los modos. Entre las muchas proposiciones para la evaluación probabilística de la máxima respuesta, la más adecuada es el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados. En este método, el desplazamiento máximo se expresa como

$$v_{\text{máx}} = (v_{1\text{máx}}^2 + v_{2\text{máx}}^2 + \cdots)^{\frac{1}{2}} \tag{2-103}$$

En la práctica del diseño, el análisis modal se emplea en conjunción con los espectros de respuesta. Con esta técnica, la estructura se descompone primero en sistemas de un grado de libertad con respecto a las coordenas normales. La respuesta máxima de cada sistema de un grado de libertad se deriva con referencia al correspondiente espectro de respuesta. El cortante en la base que se obtuvo de la respuesta se distribuye a todos los niveles de piso. Por último la respuesta máxima de cada nivel del piso se calcula por medio del método de la raíz cuadrada de la suma de cuadrados. En este procedimiento de cálculo,

la masa $\bar{M}_n$ de cada sistema de un grado de libertad (definido con respecto a las coordenadas normales) se puede determinar de la condición que la suma de los cortantes en la base de los sistemas de un grado de libertad sea igual al cortante en la base V del sistema original de múltiples grados de libertad. Esto es,

$$V = -\sum_{i=1}^{N} m_i(\ddot{v}_i + \ddot{v}_g) = -\sum_{n=1}^{N} \bar{M}_n(\ddot{Y}_{no} + \ddot{v}_g) \tag{2-104}$$

Al sustituir las ecuaciones (2-100), (2-101) y (2-86) en la ecuación anterior se llega a

$$\bar{M}_n = \frac{\left(\sum_{i=1}^{N} m_i \phi_{in}\right)^2}{\sum_{i=1}^{N} m_i \phi_{in}^2} \tag{2-105}$$

$\bar{M}_n$ se llama la masa efectiva y la suma de todas las $\bar{M}_n$ equilibra la masa total. Esto implica que la masa $\bar{M}_n$ participa en la vibración del modo enésimo.

El cortante en la base V_n del enésimo modo se distribuye en cada nivel de piso donde se aplica la fuerza sísmica F_{in}. De acuerdo con la ecuación (2-101). F_{in} se calcula como

$$F_{in} = -m_i \phi_{in} \beta_n \omega_n^2 Y_{no} \tag{2-106}$$

y

$$V_n = \sum_{i=1}^{N} F_{in} = -\beta_n \omega_n^2 Y_{no} \sum_{i=1}^{N} m_i \phi_{in} \tag{2-107}$$

Entonces,

$$F_{in} = V_n \frac{m_i \phi_{in}}{\sum_{i=1}^{N} m_i \phi_{in}} \tag{2-108}$$

El uso de la ecuación (2-96) proporciona una expresión para el desplazamiento en el iésimo nivel de piso que se causa por la vibración del enésimo modo:

$$v_{in} = \phi_{in} \beta_n Y_{no} \tag{2-109}$$

De la ecuación (2-106) y (2-109)

$$v_{in} = -\frac{F_{in}}{\omega_n^2 m_i} \tag{2-110}$$

2.3 Vibración de un continuo unidimensional

2.3.1 Vibración de las vigas a cortante

2.3.1.1 Vibración libre Considérese una viga delgada que vibra en el modo de cortante (Fig. 2-20). La ecuación de equilibrio de las fuerzas cortantes para un segmento diferencial y la relación de la fuerza cortante contra la deflexión son, respectivamente

$$\rho A \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = \frac{\partial V}{\partial x} \qquad \text{y} \qquad V = AG \frac{\partial v}{\partial x}$$

De estas dos ecuaciones se puede obtener

$$\frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = c^2 \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} \tag{2-111}$$
$$c = (G/\rho)^{\frac{1}{2}}$$

en la cual G, ρ, y A son respectivamente el módulo de cortante, la masa por unidad de volumen y el área de la sección transversal de la viga. Como se ve en la sección 2.3.3, el coeficiente c en la ecuación (2-111) es la velocidad de propagación de la onda si la ecuación se considera como una ecuación de onda.

El número de grados de libertad de la viga es infinito, lo cual significa que la viga posee un número infinito de frecuencias naturales circulares. Supóngase que una de esas frecuencias es ω y la solución de la ecuación (2-111) se expresa como

$$v = \phi(x) \exp(i\omega t) \tag{2-112}$$

Al sustituir esta solución supuesta en la ecuación gobernante, se puede obtener la siguiente forma:

$$\frac{d^2\phi}{dx^2} + \frac{\omega^2}{c^2}\phi = 0 \tag{2-113}$$

que es idéntica a la ecuación de vibración libre de un sistema de un grado de libertad. La solución de la ecuación (2-113) es entonces

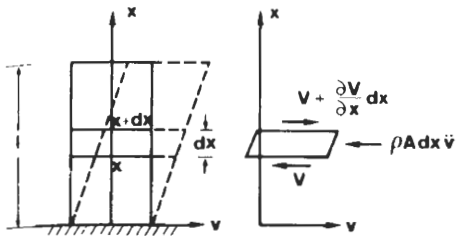


Figura 2-20 Vibración de cortante de una viga en voladizo y de las fuerzas que actúan en un elemento diferencial.

$$\phi = A\cos\frac{\omega}{c}x + B\,\text{sen}\frac{\omega}{c}x \tag{2-114}$$

Supóngase para las condiciones de frontera que la viga está empotrada en un extremo ($v = 0$) y libre en el otro extremo ($V = 0$). Los coeficientes A y B de la ecuación (2-114) se derivan como

$$A = 0 \qquad B\cos(\omega\ell/c) = 0$$

De este modo $\omega_n = \dfrac{(2n-1)\pi}{2}\dfrac{c}{\ell}$ $\quad (n = 1, 2, 3, \ldots)$ (2-115)

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} = \frac{T_1}{2n-1} \tag{2-116}$$

Las relaciones de los periodos segundo y tercero modos al periodo del primer modo son 1:3 y 1:5, y las formas modales son como se muestran en la figura 2-21.

La ecuación (2-112) se puede reestablecer como

$$v_n = (C_n\cos\omega_n t + D_n\,\text{sen}\,\omega_n t)\,\text{sen}\frac{\omega_n}{c}x \tag{2-117}$$

Al sustituir todos los modos de vibración, se puede obtener

$$v = \sum_{n=1}^{\infty}(C_n\cos\omega_n t + D_n\,\text{sen}\,\omega_n t)\,\text{sen}\frac{\omega_n}{c}x \tag{2-118}$$

Los coeficientes C_n y D_n se determinan de las condiciones iniciales.

2.3.1.2 Vibración forzada Cuando la viga en la figura 2-20 está sujeta al movimiento del terreno la ecuación del movimiento se puede expresar como

$$\frac{\partial^2 v}{\partial t^2} - c^2\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = -\frac{\partial^2 v_g}{\partial t^2} \tag{2-119}$$

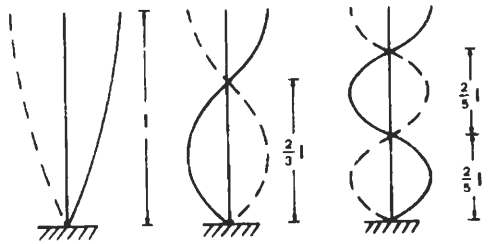


Figura 2-21 Modos de vibración de cortante de una viga en voladizo.

en la cual v_g es el desplazamiento del terreno.

La solución de la ecuación (2-119) se supone que sea

$$v = \sum_{n=1}^{\infty} \phi_n(x) Y_n(t) \qquad \phi_n = \operatorname{sen} \frac{\omega_n}{c} x \tag{2-120}$$

donde $Y_n(t)$ y $\phi_n(x)$ son una coordenada normal que varía con el tiempo y una función de forma, respectivamente.

Al sustituir la ecuación (2-120) en la (2-119) se llega a

$$\sum_{n=1}^{\infty} \phi_n \frac{d^2 Y_n}{dt^2} + \sum_{n=1}^{\infty} \omega_n^2 \ \phi_n Y_n = -\frac{d^2 v_g}{dt^2} \tag{2-121}$$

Al multiplicar la (2-121) por ϕ_n y al integrar la ecuación de 0 a ℓ tomando en consideración la ortogonalidad de las funciones de forma se obtiene

$$\frac{d^2 Y_{no}}{dt^2} + \omega_n^2 Y_{no} = -\frac{d^2 v_g}{dt^2}$$

$$Y_n = \beta_n Y_{no} \tag{2-122}$$

$$\beta_n = \frac{\int_0^{\ell} \phi_n dx}{\int_0^{\ell} \phi_n^2 dx}$$

El término β_n se conoce como *factor de participación*. Este procedimiento es análogo al que se empleó para resolver las ecuaciones de movimiento de un sistema de múltiples grados de libertad. Como se vio en la ecuación (2-122), la ecuación gobernante se desacopla en ecuaciones

independientes del movimiento con respecto a las coordenadas normales. Cada ecuación desacoplada es idéntica a una ecuación para la vibración forzada de un sistema de un grado de libertad.

Si está dado el desplazamiento del terreno v_g, se podrá obtener Y_{no}. Al sumar la solución complementaria a Y_{no}, la forma final de la solución se escribe como

$$v = \sum_{n=1}^{\infty} \left[\phi_n \beta_n Y_{no} + (C_n \cos \omega_n t + D_n \operatorname{sen} \omega_n t) \operatorname{sen} \frac{\omega_n}{c} x \right] \tag{2-123}$$

donde C_n y D_n se pueden determinar de las condiciones iniciales.

2.3.2 Vibración de las vigas a flexión

Al suponer que la viga que se muestra en la figura 2-22 vibra en el modo de flexión, la fuerza distribuida p que actúa en una longitud diferencial dx se da como

$$p = \frac{d^2}{dx^2} \left(E I \frac{d^2 v}{dx^2} \right) \tag{2-124}$$

Se obtiene la ecuación de movimiento al reemplazar p por la fuerza de inercia. Para un viga que tiene una sección transversal uniforme a lo largo de la longitud

$$E I \frac{\partial^4 v}{\partial x^4} + \rho A \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = 0 \tag{2-125}$$

en la cual los símbolos E, I, ρ, y A son los módulos de Young, el momento de la inercia, la masa por unidad de volumen y el área transver-

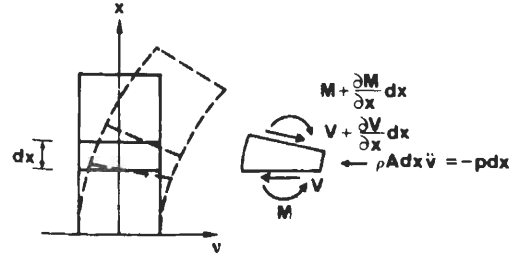


Figura 2-22 Vibración de flexión de una viga en voladizo y las fuerzas que actúan en un elemento diferencial.

sal de la viga, respectivamente. Al tomar a la ecuación (2-112) como una solución complementaria de la (2-125), se puede obtener

$$\frac{d^4\phi}{dx^4} - \frac{\rho A}{E\,I}\,\omega^2\phi = 0 \tag{2-126}$$

La solución es entonces

$$\phi = A\cos ax + B\,\text{sen}\,ax + C\cosh ax + D\,\text{senh}\,ax \tag{2-127}$$

donde $$a = \left(\frac{\rho A\omega^2}{EI}\right)^{\frac{1}{4}} \tag{2-128}$$

Ya que las condiciones de apoyo de la viga son de empotramiento en un extremo y libre en el otro (Fig. 2-22), la siguiente ecuación debe quedar satisfecha con $\phi(0) = \phi'(0) = \phi''(\ell) = \phi'''(\ell) = 0$:

$$\cos a\ell \cosh a\ell + 1 = 0 \tag{2-129}$$

Si $a\ell$ es grande, el coseno hiperbólico $a\ell$ resulta lo suficientemente grande, de manera que se supone que $\cos a\ell = 0$. Por ello la ecuación (2-129) se puede aproximar razonablemente como

$$a\ell \doteq (n - \tfrac{1}{2})\pi$$

y $$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} = \frac{2\ell^2}{(n - \tfrac{1}{2})^2\pi}\left(\frac{\rho A}{EI}\right)^{\frac{1}{2}} \tag{2-130}$$

Las relaciones de los periodos de primero y segundo modo al periodo del primer modo son aproximadamente $(1:3)^2$ y $(1:5)^2$, respectivamente, y sus formas modales son como ilustra la figura 2-23. La solución

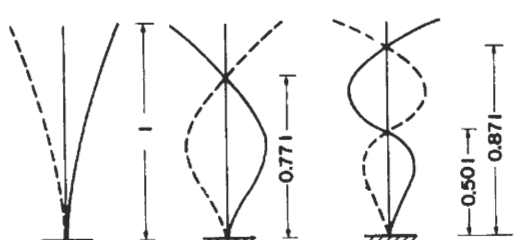


Figura 2-23 Modos de la vibración a flexión de una viga en voladizo.

complementaria se determina mediante ω_n [calculado con la ecuación (2-130)] y las ecuaciones (2-127), (2-128) y (2-112):

$$v_n = (C_n \cos \omega_n t + D_n \,\text{sen}\,\omega_n t)\phi_n \tag{2-131}$$

$$v = \sum_{n=1}^{\infty} (C_n \cos \omega_n t + D_n \,\text{sen}\,\omega_n t)\phi_n \tag{2-132}$$

Los coeficientes C_n y D_n se determinan a partir de las condiciones iniciales.

2.3.3 Propagación de las ondas en un cuerpo unidimensional

Como se analizó en la sección 2.3.1, la vibración de cortante en una viga se puede tratar como un problema de propagación de ondas. La teoría de la propagación de las ondas se puede extender a la vibración de la estructura de un edificio alto ante los movimientos del terreno o para las vibraciones de una columna esbelta. La mejor aplicación de esta teoría es la propagación de las ondas de cortante por el suelo en una dirección vertical. Si se considera la ecuación (2-111) como una ecuación de propagación de onda, se puede encontrar rápidamente que la solución es

$$v = f\left(t - \frac{x}{c}\right) + g\left(t + \frac{x}{c}\right) \tag{2-133}$$

Como se indica en la figura 2-24, el primer término del lado derecho de la ecuación (2-133) representa una onda propagándose hacia adelante y el segundo término hacia atrás. A menudo, estos dos términos se conocen como ondas de propagaciones hacia adelante y hacia atrás. El símbolo c en la ecuación es la velocidad de propagación de la onda. La relación entre las funciones f y g se determina de las condiciones de frontera. Una onda de cortante incidente y propagándose hacia arriba en el terreno se convierte en una onda reflejante cuando alcanza la superficie del terreno (Fig. 2-25). En la superficie ($x = 0$), el esfuerzo cortante debe ser cero, lo que significa que $G\,\partial v/\partial x = 0$. Al sustituir esta condición en la ecuación (2-133) se puede obtener

$$\frac{\partial f}{\partial t} = \frac{\partial g}{\partial t}$$

Esta ecuación significa que $f = g$ y así

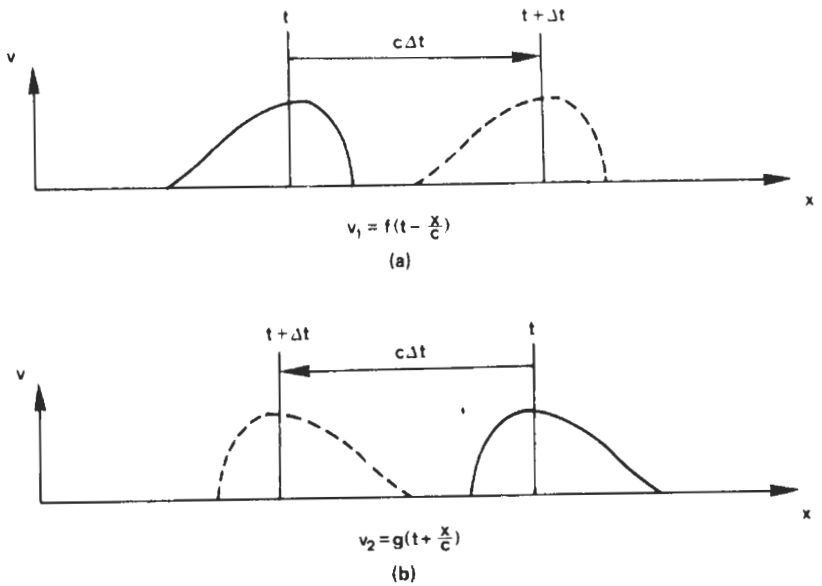


Figura 2-24 Propagación de la onda. (*a*) Onda con la propagación hacia adelante. (*b*) Onda con la propagación hacia atrás.

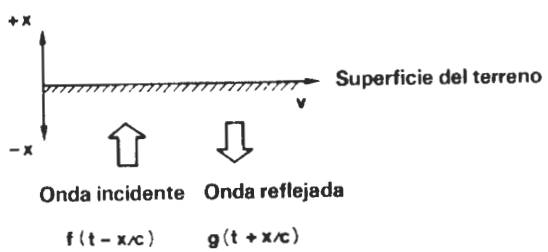


Figura 2-25 Reflexión de una onda en la superficie del terreno.

$$v = f\left(t - \frac{x}{c}\right) + f\left(t + \frac{x}{c}\right) \tag{2-134}$$

Al suponer que la forma de onda en la superficie es v_g,

$$v_g = 2f(t) \tag{2-135}$$

Esta expresión implica que una forma de onda observada es dos veces mayor que la onda incidente original. Si se conoce la forma de onda v_g en la superficie del terreno, la onda en un punto arbitrario en el terreno se puede obtener de las ecuaciones (2-134) y (2-135)

como

$$v(t,x) = \frac{1}{2}\left[v_g\left(t - \frac{x}{c}\right) + v_g\left(t + \frac{x}{c}\right)\right] \tag{2-136}$$

Esta ecuación indica que el desplazamiento en el instante t es el promedio de los desplazamiento de la superficie en tiempos t anteriores y posteriores.

Cuando el terreno está compuesto de dos estratos como se muestra en la figura 2-26, la parte de la propagación de la onda hacia arriba en el estrato inferior pasa a través de la frontera del estrato superior, mientras el resto se refleja en la frontera. Suponiendo que las densidades de ρ_1 y ρ_2, los módulos de cortante son G_1 y G_2 y las velocidades de propagación de la onda son c_1 y c_2 para los estratos superiores e inferior, respectivamente, entonces para la propagación de ondas a través de los dos estratos se han expresado como

$$v_1 = f_1\left(t - \frac{x}{c_1}\right) + g_1\left(t + \frac{x}{c_1}\right) \tag{2-137}$$

$$c_1 = (G_1/\rho_1)^{\frac{1}{2}}$$

$$v_2 = f_2\left(t - \frac{x}{c_2}\right) \tag{2-138}$$

$$c_2 = (G_2/\rho_2)^{\frac{1}{2}}$$

En la superficie de la frontera, los desplazamientos y los esfuerzos de cortante para los dos estratos son idénticos. Las condiciones de compatibilidad son

$$v_1\big|_{x=0} = v_2\big|_{x=0}$$

$$G_1 \frac{\partial v_1}{\partial x}\bigg|_{x=0} = G_2 \frac{\partial v_2}{\partial x}\bigg|_{x=0} \tag{2-139}$$

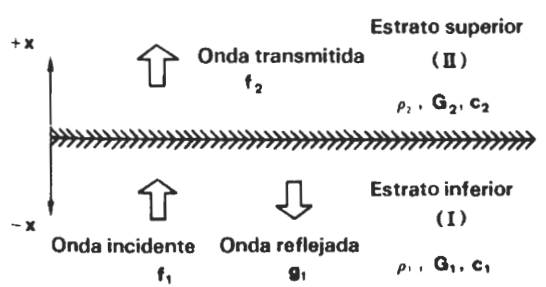


Figura 2-26 Transmisión y reflexión de una onda en la interfase de dos estratos.

Al sustituir a las ecuaciones (2-137) y (2-138) en la (2-139) y después al considerar la segunda de las ecuaciones (2-111), se obtiene

$$f_2\left(t - \frac{x}{c_2}\right) = \frac{2}{1+\alpha} f_1\left(t - \frac{x}{c_1}\right)$$
$$g_1\left(t + \frac{x}{c_1}\right) = \frac{1-\alpha}{1+\alpha} f_1\left(t + \frac{x}{c_1}\right) \qquad (2\text{-}140)$$
$$\alpha = \frac{\rho_2 c_2}{\rho_1 c_1} \qquad \beta = \frac{1-\alpha}{1+\alpha} \qquad \gamma = \frac{2}{1+\alpha}$$

En estas ecuaciones, α, β y γ son la impedancia de la propagación de la onda, el coeficiente de reflexión y de transmisión, respectivamente. La onda incidente, la onda transmitida y la onda reflejada tienen una forma de onda idéntica. Cuando $\alpha > 1$ y $\beta < 0$, se encuentra que la onda reflejada está desfasada respecto a la onda incidente. (Fig. 2-27).

Considérese el problema que se ilustra en la figura 2-28, en la cual el terreno contiene la capa de roca (I) y un estrato superficial (II) y la relación entre la onda incidente en el estrato I y se va a examinar al desplazamiento real de la superficie del terreno. De acuerdo con la ecuación (2-136), la forma de onda en el punto x_2 en el estrato superficial se puede expresar en términos de la forma de onda en el terreno v_g, como

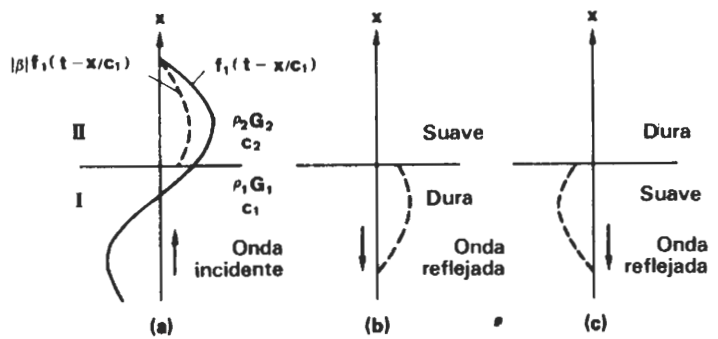


Figura 2-27 Reflexión de una onda. (*a*) Propagación de la onda incidente. (*b*) $\alpha < 1$. (*c*) $\alpha > 1$.

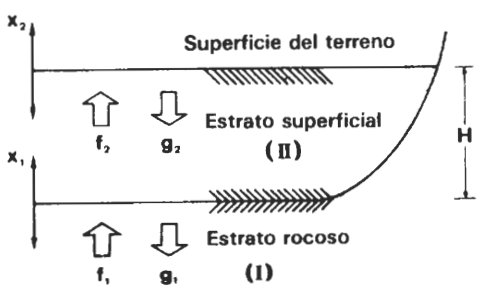


Figura 2-28 Propagación de la onda en un solo estrato sobre el rocoso.

$$v_2(t, x_2) = \frac{1}{2}\left[v_g\left(t - \frac{x_2}{c_2}\right) + v_g\left(t + \frac{x_2}{c_2}\right)\right] \qquad (2\text{-}141)$$

La forma de onda en el punto x_1 en el estrato rocoso se da como

$$v_1(t, x_1) = f_1\left(t - \frac{x_1}{c_1}\right) + g_1\left(t + \frac{x_1}{c_1}\right) \qquad (2\text{-}142)$$

Las condiciones de compatibilidad en la frontera entre los dos estratos son

$$v_2(t, -H) = v_1(t, 0)$$
$$G_2 \frac{\partial}{\partial x_2} v_2(t, -H) = G_1 \frac{\partial}{\partial x_1} v_1(t, 0) \qquad (2\text{-}143)$$

De acuerdo con las ecuaciones (2-141) a la (2-143),

$$f_1(t) = \frac{1}{4}\left[\left(1+\alpha\right) v_g\left(t + \frac{H}{c_2}\right) + (1-\alpha)\, v_g\left(t - \frac{H}{c_2}\right)\right] \qquad (2\text{-}144)$$

Mediante el empleo de esta ecuación se puede derivar la forma de la onda incidente transmitida a través de la frontera hasta el estrato de la superficie, si se conoce la forma de onda en la superficie del terreno (Tajimi, 1965). Al suponer que la forma de onda en la superficie v_g es $A_g \exp(i\omega t)$ y la onda incidente $f_1(t)$ es $a \exp(i\omega t)$, a se puede obtener como

$$a = \frac{A_g}{4}[(1+\alpha)\exp(i\omega H/c_2) + (1-\alpha)\exp(-i\omega H/c_2)] \qquad (2\text{-}145)$$
$$= \frac{A_g}{2}\left(\cos\frac{\omega H}{c_2} + i\,\alpha\,\mathrm{sen}\frac{\omega H}{c_2}\right)$$

La relación de la amplitud A_g en la superficie del terreno a la amplitud $2a$ en la frontera, siempre que no exista una estrato superficial, se

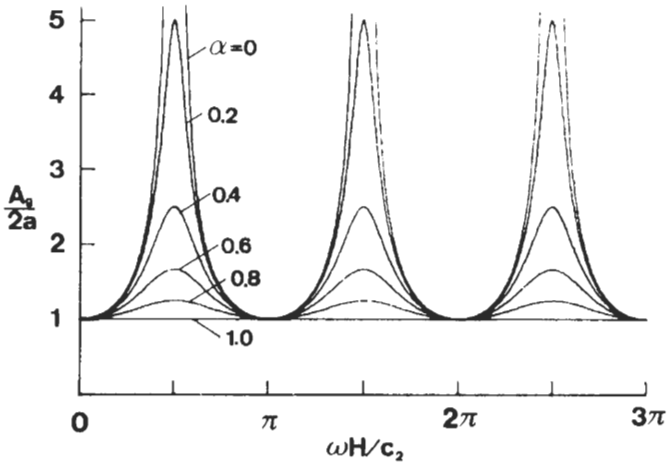


Figura 2-29 Características de amplificación del estrato superficial.

puede escribir como

$$\left|\frac{A_g}{2a}\right| = \left(\cos^2\frac{\omega H}{c_2} + \alpha^2 \text{sen}^2\frac{\omega H}{c_2}\right)^{-\frac{1}{2}} \tag{2-146}$$

Esta relación expresa el cambio en la amplitud de la onda incidente causada por el estrato de la superficie. La figura 2-29 muestra la relación entre ω y la amplificación, con la relación α de la impedancia, como parámetro. Cuando la frecuencia circular ω de una onda incidente coincide con una de las frecuencias circulares naturales del estrato superficial, esto es; $\pi c_2/2H$, $3\pi c_2/2H$, $5\pi c_2/2H$, etc., ocurre una condición de resonancia:

$$\omega_n = \frac{(2n-1)\pi c_2}{2H} \qquad (n = 1, 2, 3, \ldots) \tag{2-147}$$

en la cual ω_n es la enésima frecuencia circular natural del estrato superficial. La frecuencia se puede convertir en un periodo natural como

$$T_n = \frac{1}{2n-1}\frac{4H}{c_2} \tag{2-148}$$

Este periodo T_n se conoce como *periodo predominante*. Hasta ahora el análisis se ha enfocado al caso de un solo estrato de frontera homogéneo. La técnica para obtener el periodo predominante que se analizó se puede extender fácilmente al caso en que existan varios estratos superficiales sobre la roca (Cherry, 1974). La figura 2-30 presenta las

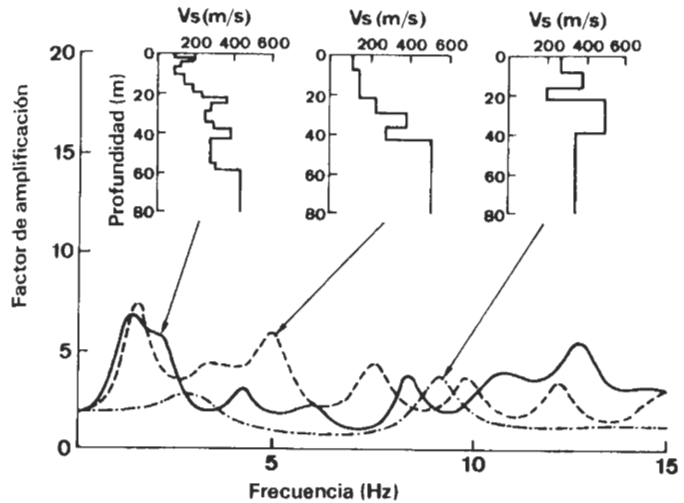


Figura 2-30 Características de amplificación de los estratos múltiples. [*De K. Toki,* Earthquake Resistant Analysis of Structures, *Gihodo Shuppan Co., Tokyo, 1981 (en japonés)*].

características de amplificación de las ondas incidentes cuando el terreno es de configuración compleja, posee amortiguamiento viscoso y muestra un cambio importante en la respuesta debido a las propiedades del terreno (Toki, 1981). Cuando una onda incidente no es sinusoidal sino irregular (como una onda sísmica), es útil una técnica que implique la transformación de Fourier. Primero, la onda irregular se descompone en una serie trigonométrica compleja. Para cada término, la técnica empleada para derivar la respuesta es la que ya se planteó. Finalmente, la respuesta se obtiene por medio de la transformación inversa de Fourier. El análisis detallado de esta técnica se presenta en Cherry (1974).

2.4 Vibración de cabeceo y vibración torsionante

2.4.1 Modelado del suelo

Puesto que el suelo no es perfectamente rígido, el terreno cercano a los edificios se deforma en respuesta a las vibraciones de éstos, o sea que el edificio y el terreno interactúan ante las perturbaciones sísmicas. A menudo, un edificio no sólo vibra en una dirección horizontal sino que también está sujeto a una vibración rotacional, que normalmente se llama *vibración de cabeceo*. Para estudiar las vibraciones de traslación y de rotación en las estructuras de edificios, primero hay que

introducir modelos adecuados del terreno. Se han propuesto muchos; algunos son relativamente sencillos, en tanto que otros necesitan de una formulación rigurosa.

1. Modelos de resorte del terreno. Probablemente, el modelo más simple para el análisis del movimiento de cabeceo de un edificio durante las perturbaciones del terreno, sea el resorte. En este modelo, se supone que el edificio está soportado por resortes, que representan las características del terreno, como se muestra en la figura 2-31*a*. El resorte que resiste la rotación del edificio se define como resorte de cabeceo. Se puede incluir un amortiguador si se espera algún amortiguamiento viscoso en el terreno. La constante del resorte se puede calcular de dos formas, experimental y teóricamente. Para el cálculo experimental, se excita al terreno por medio de un generador de vibraciones.

El enfoque teórico supone que el terreno es un cuerpo semiinfinito y que la fuerza dinámica se aplica a la cimentación. La rigidez equivalente y el amortiguamiento viscoso se pueden calcular con base en la diferencia de fase entre la fuerza y la deformación resultante. Newmark y Rosenblueth (1971) proporcionan un ejemplo de las constantes del resorte y los coeficientes de amortiguamiento calculados por este método.

En un enfoque puramente teórico, se supone que el terreno es un cuerpo elástico semiinfinito compuesto, cuando mucho, por varios estratos de suelo. Por consiguiente, la aplicabilidad de los resultados es más bien limitada.

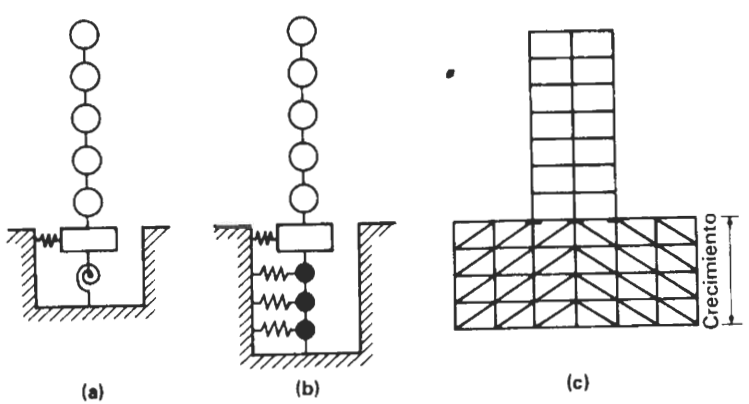


Figura 2-31 Modelado del suelo y de las estructuras. (*a*) Modelo de la masa (representación del suelo mediante una sola masa). (*b*) Modelo de la masa (representación del suelo mediante múltiples masas). (*c*) Modelo del elemento finito.

2. Modelo del terreno de masas concentradas. En este modelo, el terreno se representa mediante masas concentradas eslabonadas verticalmente, como se muestra en la figura 2-31*b*. Cada masa concentrada, con su constante de resorte y el coeficiente de amortiguamiento, representa un estrato del terreno. Estas propiedades son difíciles de determinar y el modelo no toma en cuenta la disipación de energía. Además, con frecuencia resulta muy dudosa la suposición de que el suelo que se encuentra alrededor es perfectamente rígido.

3. Modelo de cuerpo semiinfinito. Se supone que el suelo es un cuerpo elástico uniforme o semiinfinito viscoelástico. Se puede incluir el amortiguamiento de radiación y también se puede incorporar el efecto de amortiguamiento del suelo en el análisis, al suponer que el terreno es viscoelástico.

4. Modelo de elementos finitos. El terreno se discretiza en elementos finitos (Fig. 2-31*c*). Se toma en cuenta la no uniformidad de las propiedades del suelo al asignar las diferentes propiedades de material en cada elemento finito. El comportamiento inelástico del suelo se puede considerar por medio del cálculo no lineal de los elementos finitos. Una desventaja de este modelo es el alto costo del análisis.

Puesto que el análisis de elementos finitos es costoso, la discretización se debe seleccionar cuidadosamente. Si el terreno consta de estratos, cada cual se expande en un plano horizontal con propiedades uniformes del material, la discretización unidimensional resulta adecuada. Si el terreno se encuentra confinado en un valle largo y estrecho, será útil un modelo bidimensional. Si el estrato o el área en contacto entre el edificio y el terreno es simétrico respecto a un eje vertical de resolución, será útil un análisis eje-simetrical. En todo caso, se debe definir en la discretización una frontera rígida que confien la disipación de energía del terreno. Más aún, en el modelo 2, el movimiento supuesto del terreno no es idéntico a la condición real.

En las secciones siguientes se explica con mayor detalle el modelo de resorte más simple. La sección 2.5.2 describe la interacción entre el terreno y los edificios, particularmente aquellos asociados con el amortiguamiento de radiación.

2.4.2 Periodos y modos de la vibración de cabeceo

Como se muestra en la figura 2-32, el movimiento de un cuerpo rígido soportado por resortes puede expresarse en términos de translación v del centroide del cuerpo y la rotación θ respecto al centroide.

Del equilibrio de fuerzas en la dirección horizontal (dirección y en la figura 2-32) y el equilibrio de momentos respecto al centroide, se obtiene

$$m\ddot{v} = -k_h(v - s\theta)$$
$$I_G\ddot{\theta} = -k_r\theta + k_h(v - s\theta)s$$

donde I_G indica el momento polar de inercia centroidal del cuerpo y k_h y k_r, respectivamente, indican los coeficientes de los resortes horizontal y rotacional.

Las ecuaciones anteriores se pueden escribir como

$$\begin{aligned} m\ddot{v} + k_h v - k_h s\theta &= 0 \\ I_G\ddot{\theta} - k_h sv + (k_r + k_h s^2)\theta &= 0 \end{aligned} \tag{2-149}$$

Al suponer que el desplazamiento horizontal desconocido v y la rotación θ son $\hat{v}\exp(\imath\omega t)$ y $\hat{\theta}\,exp\,(\imath\omega t)$ y al sustituirlos en la ecuación (2-149), se deducen las ecuaciones siguientes:

$$\begin{aligned} (-\omega^2 m + k_h)\hat{v} - k_h s\hat{\theta} &= 0 \\ -k_h s\hat{v} + (-\omega^2 I_G + k_r + k_h s^2)\hat{\theta} &= 0 \end{aligned} \tag{2-150}$$

Para obtener las soluciones no triviales para $\hat{v}$ y $\hat{\theta}$, el determinante de la matriz de coeficientes de las ecuaciones debe ser cero. De este modo,

$$\omega^4 - \left(1 + \frac{e_0^2}{i_0^2} + \frac{s^2}{i_0^2}\right)\omega_h^2\omega^2 + \frac{e_0^2}{i_0^2}\omega_h^4 = 0 \tag{2-151}$$

en la cual $\omega_h^2 = k_h/m$, $i_0^2 = I_G/m$ y $e_0^2 = k_r/k_h$. De esta ecuación, las frecuencias circulares naturales ω_1 y ω_2

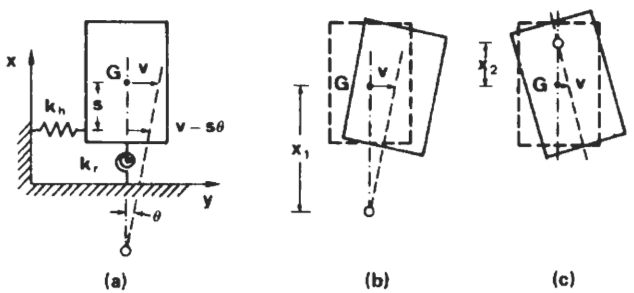


Figura 2-32 Vibración de cabeceo de un cuerpo rígido. (*a*) Representación del cuerpo rígido. (*b*) Vibración del primer modo. (*c*) Vibración del segundo modo.

se determinan como

$$\left.\begin{matrix}\omega_1^2/\omega_h^2 \\ \omega_2^2/\omega_h^2\end{matrix}\right\} = \frac{1}{2}\left\{1 + \frac{e_0^2}{i_0^2} + \frac{s^2}{i_0^2} \mp \left[\left(1 + \frac{e_0^2}{i_0^2} + \frac{s^2}{i_0^2}\right)^2 - 4\frac{e_0^2}{i_0^2}\right]^{\frac{1}{2}}\right\} \tag{2-152}$$

Al sustituir estas frecuencais en la ecuación (2-150), se obtienen las formas modales de cabeceo para el cuerpo rígido. Los centros de rotación de cabeceo para los modos de cabeceo primero y segundo se pueden expresar así:

$$x_1 = \frac{s}{1 - (\omega_1/\omega_h)^2}$$
$$x_2 = \frac{s}{1 - (\omega_2/\omega_h)^2} \tag{2-153}$$

Como se ilustra en la figura 2-32, el centro de rotación del primer modo de cabeceo yace abajo del centroide del cuerpo; por el contrario, el del segundo modo está arriba del centroide (Tajimi, 1965).

Un ejemplo de sistema de una masa en el cual la base se puede trasladar y girar, se muestra en la figura 2-33. Aquí, la masa se representa como una masa m_0, que la soporta un resorte translacional k_h y un resorte rotacional k_r. El sistema tiene dos masas m_1 y m_0. Las ecuaciones de movimiento

$$\begin{aligned} m_0\ddot{v}_0 + (k_h + k)v_0 - kv_1 &= 0 \\ m_1(\ddot{v}_1 + h_1\ddot{\theta}) - kv_0 + kv_1 &= 0 \\ I_G\ddot{\theta} + m_1(\ddot{v}_1 + h_1\ddot{\theta})h_1 + k_r\theta &= 0 \end{aligned} \tag{2-154}$$

o en forma matricial

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{v}} + \mathbf{k}\mathbf{v} = \mathbf{0} \tag{2-155}$$

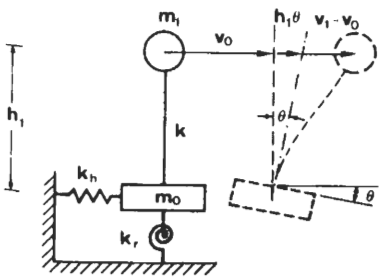


Figura 2-33 Vibración de cabeceo de un sistema de dos masas.

donde $$\mathbf{m} = \begin{bmatrix} m_0 & 0 & 0 \\ 0 & m_1 & m_1 h_1 \\ 0 & m_1 h_1 & I_G + m_1 h_1^2 \end{bmatrix} \qquad \mathbf{v} = \begin{Bmatrix} v_0 \\ v_1 \\ \theta \end{Bmatrix}$$

$$\mathbf{k} = \begin{bmatrix} k_h + k & -k & 0 \\ -k & k & 0 \\ 0 & 0 & k_r \end{bmatrix} \tag{2-156}$$

Mientras la ecuación (2-155) es meramente la ecuación de movimiento de un sistema típico de múltiples grados de libertad, el procedimiento de la solución es idéntico al que se explicó en la sección 2.2.4.

2.4.3 Vibración de cabeceo ante los movimientos del terreno

Véase la figura 2-32. Al suponer que la base está sujeta al movimiento $\ddot{v}_g$ (en términos de la aceleración), las ecuaciones de movimiento son las mismas que la ecuación (2-149) excepto que $-m\ddot{v}_g$ aparece en el lado derecho de la primera ecuación en vez de cero. Las ecuaciones se expresan en forma matricial como

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{v}} + \mathbf{k}\mathbf{v} = -\mathbf{m}\mathbf{f}\ddot{v}_g \tag{2-157}$$

$$\mathbf{f} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \tag{2-158}$$

Estas ecuaciones se resuelven de la misma manera que las del movimiento de un sistema de múltiples grados de libertad no amortiguado sujeto a una vibración forzada [Ec. (2-60)]. Cuando se aplican al sistema un movimiento de la base $\ddot{v}_g$, como se muestra en la figura 2-33, las ecuaciones de movimiento resultan idénticas a la ecuación (2-157), en este caso, la ecuación (2-158) se debe modificar a

$$\mathbf{f} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \tag{2-159}$$

2.4.4 Periodos y modos de vibración torsionante

Si una estructura en el espacio se sujeta a un movimiento horizontal del terreno y el centro de masas no coincide con el centro de la reacción de la estructura, se presenta una vibración torsional. Considérese un marco espacial de un solo piso con un diafragma rígido, como se ilustra en la figura 2-34. Los desplazamientos de un punto arbitrario del marco espacial se expresan en términos de los desplazamiento horizontal u y v del centroide del marco y la rotación θ respecto al centroide. Los desplazamientos del centro de la rigidez C (idéntica con el centro de reacción) en la figura 2-34 son $u - e_y\theta$ y $v + e_x\theta$ en las direcciones x y y. Si las rigideces de los entrepisos son k_x y k_y en las direcciones x y y, las ecuaciones de movimiento en el centro de la rigidez son

$$-m\ddot{u} = k_x(u - e_y\theta)$$
$$-m\ddot{v} = k_y(v + e_x\theta)$$

El momento inicial es $-I_B\ddot{\theta}$, donde I_G es el momento polar de inercia respecto al centroide. Entonces, este momento está en equilibrio con una combinación de la resistencia torsional $k_\theta\ddot{\theta}$ respecto al centro de rigidez y las resistencias translacionales $-k_x(u - e_y\theta)\,e_y$ y $k_y(v + e_x\theta)e_x$ en el centro de rigidez. De este modo,

$$-I_G\ddot{\theta} = k_\theta\theta - k_x(u - e_y\theta)e_y + k_y(v + e_x\theta)e_x$$

Aquí k_θ es la rigidez torsional del marco respecto al centro de rigidez. Las ecuaciones de la vibración libre se escriben entonces como

$$\begin{aligned} m\ddot{u} + k_x(u - e_y\theta) &= 0 \\ m\ddot{v} + k_y(v + e_x\theta) &= 0 \\ I_G\ddot{\theta} + (k_\theta + k_x e_y^2 + k_y e_x^2)\theta - k_x e_y u + k_y e_x v &= 0 \end{aligned} \tag{2-160}$$

Al suponer que las soluciones son $u = \hat{u}\exp(i\omega t)$, $v = \hat{v}\exp(i\omega t)$, $\theta = \hat{\theta}\exp(i\omega t)$ y al sustituirlas en las ecuaciones anteriores, se obtienen tres ecuaciones homogéneas con $\hat{u}$, $\hat{v}$ y $\hat{\theta}$ como incógnitas. Del procedimiento básico de valores característicos se pueden deducir tres frecuencias circulares naturales. Estas frecuencias corresponden a los modos de vibración de translación en los ejes principales y el modo de vibración

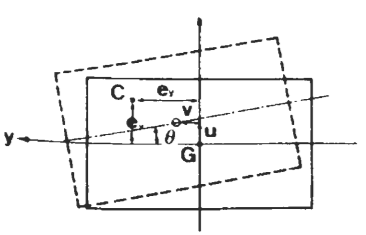


Figura 2-34 Vibración torsional.

de torsión. Si el centro de rigidez C está en el eje y, la vibración en la dirección y se desacopla de las otras dos. Estas ecuaciones de movimiento se simplifican entonces a

$$\begin{aligned} m\ddot{u} + k_x u - k_x e_y \theta &= 0 \\ I_C\ddot{\theta} + (k_\theta + k_x e_y^2)\theta - k_x e_y u &= 0 \end{aligned} \tag{2-161}$$

Las ecuaciones anteriores tienen formas idénticas a las que regulan el movimiento de cabeceo [que se describe en la ecuación (2-149)]. Análogamente al movimiento de cabeceo, las frecuencias circulares naturales del movimiento torsional que se muestran en las ecuaciones (2-161) se determinan como (Tajimi, 1965)

$$\left.\begin{matrix} \omega_1^2/\omega_x^2 \\ \omega_2^2/\omega_x^2 \end{matrix}\right\} = \frac{1}{2}\left\{ 1 + \frac{e_0^2}{i_0^2} + \frac{e_y^2}{i_0^2} \mp \left[\left(1 + \frac{e_0^2}{i_0^2} + \frac{e_y^2}{i_0^2} \right)^2 - 4\frac{e_0^2}{i_0^2} \right]^{\frac{1}{2}} \right\} \tag{2-162}$$

donde $$i_0^2 = \frac{I_C}{m} \qquad \text{y} \qquad e_0^2 = \frac{k_\theta}{k_x} \qquad \text{y} \qquad \omega_x^2 = \frac{k_x}{m} \tag{2-163}$$

Donde e_y es cero en la ecuación (2-162), $\omega_1 = \omega_x e_0/i_0$, y $\omega_2 = \omega_x$. e_0. En la ecuación (2-163), e_0 es el radio de giro de las componentes resistentes de la fuerza horizontal respecto al centro de rigidez. Si $e_0 > i_0$, como sucede cuando los muros se colocan a lo largo de la periferia de un marco, $\omega < \omega_1$. Esto significa que el modo de la vibración de translación es el primer modo. Por otro lado, si $e_0 < i_0$, como ocurre cuando se sitúa un núcleo rígido en medio de un marco, el modo de vibración torsional es el primer modo. Como se indica en este ejemplo, aun un marco de un solo piso tiene tantos como tres grados de libertad. El análisis del movimiento torsional es muy complicado para un marco de varios pisos.

2.4.5 Vibración torsionante de estructuras en el espacio

Cuando el marco de un solo piso de la figura 2-34 está sujeto a la aceleración variable en el tiempo, del terreno, en la dirección $\ddot{u}_x$, las ecuaciones de movimiento son iguales a las de la ecuación (2-160), excepto que el lado derecho de la primera ecuación (cero) se reemplaza por $-m\ddot{u}_x$. Las ecuaciones en forma matricial son

$$\mathbf{m\ddot{u} + ku} = -\mathbf{mf}\ddot{u}_g \tag{2-164}$$

donde $$\mathbf{f} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Las ecuaciones son esencialmente las mismas que las de un sistema de múltiples grados de libertad no amortiguado, sujeto a una vibración forzada. De acuerdo con el estudio de Shiga (1976), en la respuesta torsional de un marco de un solo piso sujeto al movimiento sísmico realístico del terreno, la excentricidad dinámica es aproximadamente dos veces mayor a la excentricidad estática cuando e_0/i_0, que se define en la ecuación (2-163), es 1.0 a 1.5. Si este valor es 2.0, la relación de las excentricidades dinámica a estática se reduce a aproximadamente 1.5 (Shiga, 1976). Como se observó en este estudio, el efecto de la vibración torsional en la respuesta total depende en gran parte de la rigidez torsional. Más descripciones detalladas se dan en Müller y Keintzel (1978).

2.5 Características dinámicas de las estructuras

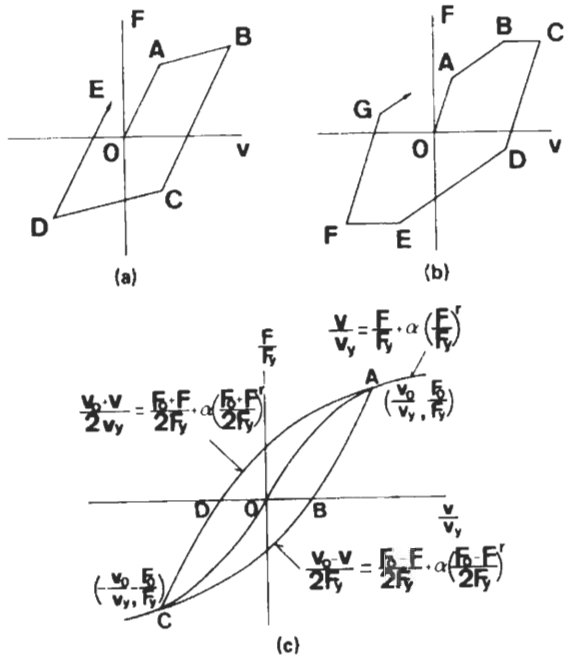
2.5.1 Fuerza de restitución

Para estudiar la respuesta inelástica de un sistema discreto de masas, se debe establecer un modelo matemático de las características de la fuerza de restitución y de aquí definir la relación entre la fuerza cortante en el entrepiso y la deflexión del mismo.

Para una secuencia progresiva de cargas y descargas, la línea que une a los puntos pico en la curva carga-deflexión de cada secuencia de carga se llama *curva esqueletal*. En muchos casos, la curva esqueletal coincide con la curva de carga monótona. La curva que se obtuvo bajo las inversiones de signos de la fuerza se llama *curva de histéresis*. La curva de histéresis se afecta significativamente por los materiales y el tipo estructural (éste se estudia con más detalles en el capítulo 3). La mayoría de los modelos matemáticos se simplifica de acuerdo con el nivel requerido de análisis.

La figura 2-35*a* muestra el modelo bilineal de histéresis más popular. Cuando la línea AB en la figura tiene una pendiente positiva, el modelo es *bilineal positivo;* es *bilineal negativo* si la línea AB tiene una pendiente negativa.

Si la pendiente es cero, el modelo es idéntico al modelo elastoplástico. A menudo, un modelo bilineal elastoplástico o positivo representa las características de la fuerza de restitución de un marco de acero. Cuando el marco está sujeto a una fuerza axial de alto valor, a veces resulta útil un modelo negativo bilineal. Por simplicidad, algunas veces este modelo bilineal se utiliza para un marco de concreto reforzado. La respuesta del desplazamiento de un modelo de masas ante las perturbaciones sísmicas se afecta notablemente por la selección de los pará-



Figuraf 2-35 Modelos del tipo Masing. (*a*) Modelo bilineal. (*b*) Modelo trilineal. (*c*) Modelo de Ramberg-Osgood.

metros en el modelo. La respuesta del desplazamiento disminuye con el incremento de la pendiente en la segunda rama (línea AB) si no cambia el nivel de fluencia. Al disminuir la pendiente, la respuesta se incrementa y tiende a desviarse en la dirección si la pendiente es negativa.

La figura 2-35*b* muestra el modelo trilineal. Las líneas $OABC$ constituyen la curva esqueletal. La línea CD es paralela a y dos veces más larga que la línea OA. Análogamente, la línea DE es paralela a y dos veces más larga que la línea AB. A menudo, este modelo se utiliza para marcos de concreto reforzado, y para marcos compuestos de acero y concreto reforzado. En este caso, los puntos A y B corresponden a los del agrietamiento y la fluencia.

La figura 2-35*c* es un modelo de histéresis que presenta la curva de Ramberg-Osgood como curva esqueletal. Jennings la utilizó primero (1964) en su análisis de respuesta dinámico. En esta figura se obtiene la curva ABC al invertir la línea OA y prolongándola de manera que su abscisa y su ordenada sean dos veces la de OA. Los modelos *a*, *b* y *c*, que son esencialmente los mismos en la relación entre la curva esqueletal y la histéresis, se clasifican como del tipo Masing. El modelo *c*, el

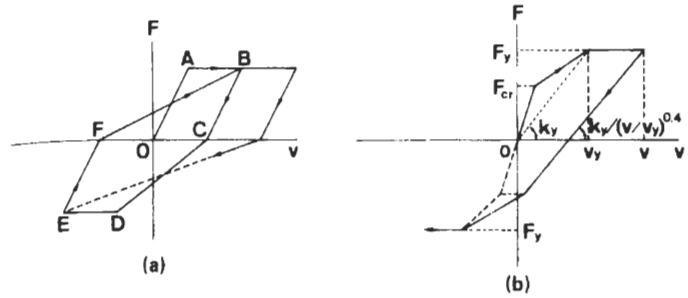


Figura 2-36 Modelos degradantes. (*a*) Modelo degradante bilineal por Clough y Johnston. [*Clough and Johnston, Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements,* Proc. Second Japan Earthquake Eng. Symp. Tokyo 227-232 (1966)]. (*b*) Modelo trilineal de degradación por Takeda. [*T. Takeda, M. A. Sozen, and N. N. Nielsen, Reinforced concrete response to simulated earthquakes,* J. Struct. Div., Am. Soc. Civ. Eng., *96 (ST-12), 2557-2573 (1970)*].

más realístico de los tres, puede representar el efecto de Bauschinger y el efecto de fluencia en secuencia de los miembros. Sin embargo, una desventaja de este modelo es la complejidad de la ley de histéresis, y los modelos *a* y *b* se utilizan con más frecuencia para propósitos de diseño.

La figura 2-36 es otro modelo, llamado *tipo degradante*. Este modelo toma en cuenta el efecto de la degradación de la rigidez que se causa por las inversiones en el signo de la carga en los rangos inelásticos en un marco de concreto reforzado que fluye por flexión. Se han propuesto muchos modelos de este tipo (Clough y Johnston, 1966; Takeda, Sozen y Nielsen, 1970). Como ejemplo, en el modelo de degradación bilineal (Fig. 2-36*a*) propuesto por Clough y Jonhston, la línea BC es paralela a la OA. A partir del punto C la rigidez cambia, dirigiéndose directamente hacia el punto de fluencia D (en la dirección negativa). La línea EF es paralela a la OD, pero cambia la pendiente en el punto B. Entonces, la línea prosigue al punto B, el punto de inversión de la carga en el ciclo anterior. La respuesta del desplazamiento se incrementa al degradarse la rigidez o al reducir la rigidez de la segunda ramificación de la curva esqueletal. El modelo de histéresis de la figura 2-37*a* (Tanabashi y Kaneta, 1962; Iwan, 1965) se llama *modelo de tipo de deslizamiento*. Al combinar este modelo con el modelo bilineal, se puede obtener la curva de histéresis que se muestra en la figura 2-37*b*. Este modelo combinado es muy útil para una conexión de pernos en una estructura de acero, en la que se espera que los pernos deslicen. A menudo, este modelo se utiliza también para representar un miembro de arriostramiento que tiene un importante efecto de pandeo; también para un miembro de concreto reforzado en que la distorsión por cor-

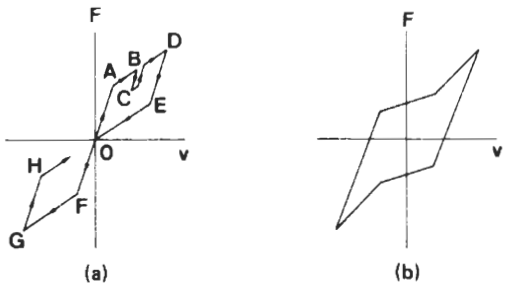


Figura 2-37 Modelos del tipo de deslizamiento. (*a*) Modelo bilineal doble por Tanabashi y Kaneta [*R. Tanabashi and K. Kaneta, On the relation between the restoring force characteristics of structures and the pattern of earthquake ground motions,* Proc. First Japan Earthquake Eng. Symp., Tokyo, 57-62 (1962)] e Iwan [*W. D. Iwan, The steady state response of the double bilinear histeretic model.* Trans. Am, Soc. Mech., Eng., J. Appl. Mech., *32, 921-925 (1965)*]. (*b*) Modelo del tipo de deslizamiento.

tante domina completamente el comportamiento de conjunto. Se han propuesto otros modelos de histéresis, como los que incluyen la degradación en la capacidad debida a las inversiones severas del cortante en miembros de concreto reforzado. Sin embargo, es difícil modelar un comportamiento complicado.

2.5.2 Características del amortiguamiento

2.5.2.1 Tipos de amortiguamiento El amortiguamiento de estructuras ante las perturbaciones sísmicas consiste en el amortiguamiento viscoso externo, el amortiguamiento interno viscoso, el amortiguamiento de fricción de cuerpo, el amortiguamiento de histéresis y el amortiguamiento por radiación al terreno.

Amortiguamiento viscoso externo. El agua o el aire que rodean una estructura causan este amortiguamiento. Es lo suficientemente pequeño como para resultar despreciable en comparación con otros tipos de amortiguamientos.

Amortiguamiento viscoso interno. Este amortiguamiento está asociado con la viscosidad del material. Es proporcional a la velocidad, de manera que el factor de amortiguamiento se incrementa en proporción a la frecuencia natural de la estructura. El amortiguamiento viscoso interno se incluye con facilidad en los análisis de dinámicos al introducir un amortiguador como se describe en la sección 2.1. Frecuentemente se utiliza para representar toda clase de amortiguamientos.

Amortiguamiento por fricción de cuerpo. Este amortiguamiento, al que también se le llama *amortiguamiento de Coulomb,* se presenta debido a la fricción en las conexiones o puntos de apoyo. Es constante, independientemente de la velocidad o cantidad del desplazamiento, y usualmente se trata como amortiguamiento viscoso interno, cuando el nivel del desplazamiento es pequeño, o como amortiguamiento histerético, cuando es alto. La fricción de cuerpo es grande en los muros de mampostería confinados cuando éstos se agrietan y proporcionan una resistencia sísmica muy efectiva.

Amortiguamiento histerético. Este amortiguamiento tiene lugar cuando una estructura está sujeta a inversiones en el signo de la carga en el rango inelástico. Como se muestra en la figura 2-38, un lazo de histéresis de un solo piso se hincha hacia afuera. La energía que corresponde al área del lazo se disipa en el ciclo. Esta disipación en la energía se define como *amortiguamiento histerético.* No se afecta por la velocidad de la estructura, pero se incrementa con el nivel del desplazamiento. La figura 2-38 muestra un lazo de histéresis de un solo ciclo en términos de la relación fuerza-desplazamiento. La energía introducida desde el punto D hasta el punto A se representa por el área definida por los puntos DAE. Cuando la estructura se mueve del punto A al punto B, se descarga la energía representada por el área BAE. Lo mismo resulta cierto entre los puntos B y C y entre los puntos C y D. Como resultado, la energía que corresponde al área $ABCD$ se disipa en un ciclo de inversión de la carga. Este amortiguamiento asociado con el lazo de histéresis en el rango inelástico, se puede incorporar en el análisis al suponer un resorte que refleje las características de fuerza de restauración no elástica, como se indica en la sección 2.6. Normalmente, el análisis con un modelo de resorte de este tipo es muy complicado. En vez de ello, el *amortiguamiento viscoso equivalente* reemplaza al amor-

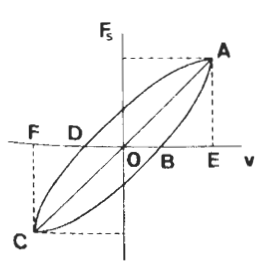


Figura 2-38 Lazo de histéresis carga-deflexión.

tiguamiento histerético a menudo y se lleva a cabo un análisis elástico. Jacobsen (1930) fue el primero en proponer este enfoque. El concepto es que un sistema de resortes inelástico que vibra bajo un movimiento de la base, sinusoidal estacionario, se reemplaza por un sistema de resortes elásticos amortiguados, el cual está sujeto al mismo movimiento y tiene la misma frecuencia natural y la capacidad de disipación de energía que el sistema inelástico. Considérese un sistema que tiene las características de la fuerza de restauración que se muestra en la figura 2-38. En este sistema, la constante del resorte varía con la fuerza. En el sistema equivalente de masa amortiguada, se supone que la constante del resorte es la representada por la línea AOC, y el amortiguamiento viscoso equivalente se obtiene como

$$\xi_{eq} \equiv \frac{1}{2\pi} \frac{\text{área de lazo } ABCDA}{\Delta OAE + \Delta OCF} \equiv \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{W} \qquad (2\text{-}165)$$

Esta ecuación se deduce al igualar el área $ABCDA$ con la disipación de energía mediante el amortiguamiento viscoso ξ_{eq}. Se han hecho varias proposiciones para determinar el área en el denominador de la ecuación (2-165) cuando la curva esqueletal no es lineal (Rea, Clough, y otros, 1969). Se debe tener cuidado, puesto que el valor de ξ_{eq} difiere en cada proposición.

A menudo el amortiguamiento histerético que se causa por la deformación plástica es muy grande. Como ejemplo, para un sistema que tiene unas características histeréticas, elásticas y perfectamente plásticas, ξ_{eq} se calcula igual a 0.16 y 0.21 si la deflexión máxima es 1.5 y 2.0 veces mayor a la deflexión de fluencia. El uso de este sistema amortiguado equivalente es razonable en tanto que ξ_{eq} sea pequeño, pero el error aumenta al incrementarse ξ_{eq} (Jennings, 1968).

Amortiguamiento por radiación. Cuando la estructura de un edificio vibra, se propagan ondas elásticas a través de la extensión semiinfinita de terreno sobre la que está construida. La energía introducida a la estructura se disipa por esta propagación de la onda. La disipación en energía definida como *amortiguamiento por radiación* es una función de la constante elástica E, la densidad ρ, la relación de Poisson v del terreno, la masa de la estructura por unidad de área m/A y el cociente de la constante de resorte de la estructura y la masa, k/m. El amortiguamiento por radiación se incrementa y, a la larga, la respuesta estructural decrece si la estructura se vuelve más rígida, el terreno más flexible y mayor la profundidad de la excavación. El amortiguamiento por radiación es menor para las vibraciones de los modos superiores, que es lo contrario al caso de amortiguamiento viscoso interno (Katayama, 1969). Como mencionan Veletsos y Nair (1974), la radiación y el amortiguamiento del terreno por histéresis no son aditivos al amortiguamiento estructural.

Amortiguamiento histerético alrededor de la cimentación. Es parte del amortiguamiento externo y lo causa una deformación inelástica del terreno en la vecindad de la cimentación.

2.5.2.2 Valores del amortiguamiento para las estructuras de edificios En la mayoría de los análisis de respuesta dinámica de estructuras de edificios, todas las diversas fuentes de amortiguamiento se representan por un amortiguamiento viscoso. En este caso, se toma en cuenta el amortiguamiento histerético al introducir un amortiguamiento viscoso equivalente. Sin embargo, esta simplificación conduce a resultados erróneos cuando el nivel de deflexión es muy grande, como se planteó en la sección anterior. En análisis más refinados, el amortiguamiento histerético a menudo se considera en la representación de la rigidez mediante el uso de las características de la fuerza restauradora inelástica. cuando las estructuras de edificios de gran altura se analizan para determinar su respuesta sísmica, se utilizan valors del factor de amortiguamiento de 0.02, y entre 0.03 y 0.05 se utilizan en la práctica japonesa para estructuras de acero y de concreto reforzado o compuestas de acero y de concreto reforzado. Se supone que los factores de amortiguamiento correspondientes para modos más altos se incrementan en proporción a las frecuencias naturales. Dowrick (1977) proporciona una lista de valores de los factores de amortiguamiento para varios tipos de estructuras de edificios. La figura 2-39 muestra los factores de amortiguamiento obtenidos en pruebas de vibración de edificios existentes (Aoyama, 1980). Se ve claro en la figura que los valores se dispersan en rangos amplios, y es difícil hacer sugerencias firmes.

2.5.3 Cálculo de las características dinámicas de estructuras modelo

En el análisis de la respuesta dinámica de un sistema de varios grados de libertad deben determinarse las frecuencias naturales y las formas modales del sistema. El método que se describe en la sección 2.2.2 se puede utilizar para calcular las frecuencias y las formas modales; pero consume mucho tiempo y no es práctico si los grados de libertad exceden de cuatro. Se han diseñado varias técnicas de aproximación para reducir la complejidad del problema. Hoy en día, hay disponibles

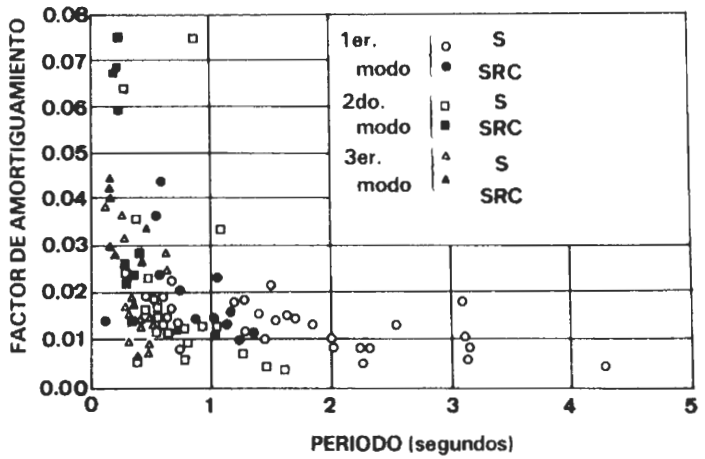


Figura 2-39 Factores de amortiguamiento medidos en edificios existentes. [*De the Architectural Institute of Japan, from H. Aoyama, Trends in the earthquake resistant design of SRC highrise Buildings, in B. Kato and L. W. Lu (eds.).* Developments in Composite and Mixed Construction, *Proc. U.S.A.- Japan Seminar or Composite Structures and Mixed Construction Systems, Gihodo Shuppan Co., Tokyo, 1980, pp. 171-181*].

muchos programas de computadora para calcular los valores característicos de grandes matrices.

Los métodos de Stodola y de Holzer son dos de las técnicas aproximadas más populares. Con cualquiera de los dos métodos, los cálculos de los valores característicos para sistemas hasta con 10 grados de libertad se efectúan en forma expedita. En el método de Stodola se suponen formas modales que se van mejorando en forma sucesiva, hasta que las formas supuestas se acercan lo suficiente a las formas exactas. Entonces se calculan las frecuencias naturales. Por otro lado, en el método de Holzer, primero se suponen las frecuencias naturales y después se mejoran sucesivamente hasta que se obtienen las verdaderas frecuencias. Entonces, las formas modales se deducen de las frecuencias. En este método, la frecuencia natural de un modo cualquiera se puede deducir en primer término. Los lectores pueden referirse a Clough y Penzien (1975) para detalles de estos métodos.

En algunos casos; esto es, cuando se ha calculado la fuerza del diseño sísmico para una estructura, puede necesitarse tan sólo un valor aproximado del periodo natural fundamental. Un procedimiento aproximado es el método de peso. En éste, se calcula el periodo natural para la primera forma modal, la que se toma como la forma de la deflexión cuando se aplican a la estructura las fuerzas gravitacionales.

Considérese otra vez que el continuo de tipo cortante y búsquese su periodo fundamental natural T_1. De las ecuaciones (2-115) y (2-116),

$$T_1 = 4\left(\frac{\rho \ell^2}{G}\right)^{\frac{1}{2}} \tag{2-166}$$

La deflexión δ cuando se aplica la fuerza gravitacional a la estructura en la dirección horizontal se obtiene igual a

$$\delta = \frac{g\rho \ell^2}{2G} \tag{2-167}$$

De acuerdo con las ecuaciones (2-166) y (2-167), un término $\rho \ell^2/G$ se puede cancelar y

$$T_1 = \frac{\delta^{\frac{1}{2}}}{5.53}$$

Para una estructura compuesta de marcos, el valor en el denominador de esta ecuación es 5, 5.4 y 5.7, respectivamente, para edificios de uno, dos y tres entrepisos. Para casos prácticos, es adecuado el siguiente

$$T_1 = \frac{\delta^{\frac{1}{2}}}{5.5} \tag{2-168}$$

donde δ se expresa en centímetros.

Análogamente, se obtiene el periodo fundamental natural de un continuo de tipo de flexión al reemplazar 5.5 en la ecuación (2-168) con 6.2. La relación entre el periodo fundamental natural y los periodos naturales de modos superiores se pueden expresar por las ecuaciones (2-116) y (2-130) para el comportamiento del cortante y la flexión, respectivamente. Más aún, se pueden encontrar ecuaciones prácticas que calculen la frecuencia fundamental natural de los edificios (San Francisco ASCE-SA, 1952; Taniguchi, 1960; Otsuki, 1960; Nakagawa, 1960; Kanai, 1962; Housner y Brady, 1963). En estas referencias, la frecuencia natural se expresa como una función del número de entrepisos, la altura de los mismos, la altura de los edificios y otros factores. La tabla 2-1 lista algunas ecuaciones prescritas en los reglamentos del diseño de edificios para determinar la fuerza equivalente sísmica en el diseño asísmico de sus estructuras.

TABLA 2-1 Periodo fundamental de la construcción, como se prescribe en varios reglamentos de construcción.

		ATC-3		Reglamento japonés	
	UBC	Acero	Concreto	Acero	Concreto
Marco resistente a momentos	$0.10N$	$0.035H$	$0.025H$	$0.03\overline{H}$	$0.02\overline{H}$
Otro marco	$\frac{0.05H}{D^{1/2}}$		$\frac{0.05H}{D^{1/2}}$		

NOTA: N = número de entrepisos; H, $\overline{H}$ = altura desde la base al último nivel del edificio, en pies y m, respectivamente; D = longitud total, en pies, del edificio en la dirección considerada.

2.5.4 Prueba dinámica de estructuras

Al establecer las características dinámicas de las estructuras de edificios, a menudo se necesitan pruebas experimentales, además de los estudios teóricos. La estructura de prueba se debe cargar hasta la falla si se desea determinar la capacidad última. Para este tipo de pruebas son populares los modelos a pequeña escala.

Cuando se estudia el comportamiento dinámico de una estructura real, el movimiento que se provocó por los generadores de excitación no es suficiente en la mayoría de los casos para provocar una acción estructural inelástica. La prueba es elástica y, por lo tanto, proporciona información del periodo natural, de la forma modal y del amortiguamiento viscoso de la estructura. Hudson (1970) tiene un amplio repaso de las pruebas de vibración de las estructuras de edificios.

2.5.4.1 Prueba de vibración libre Existen varias formas de establecer las condiciones iniciales para una prueba de vibración libre. Dos de los posibles establecimientos iniciales son el desplazamiento inicial diferente de cero, la velocidad inicial diferente de cero o una combinación de los dos. Para aplicar un desplazamiento inicial, primero se desplaza a la estructura por medio de un cable tensado. Entonces, el cable se libera repentinamente, provocando que la estructura vibre libremente. El periodo natural de la estructura se puede obtener de la curva tiempo versus respuesta. El coeficiente de amortiguamiento se puede también calcular al medir el decremento en la amplitud de desplazamiento con el transcurso del tiempo. Para introducir la velocidad inicial en la estructura, ésta puede golpearse con un péndulo oscilante. También, en forma alternativa, se puede propulsar por corto tiempo un cohete sujeto a la estructura (Ohsaki, 1967; GDTHB 1969).

2.5.4.2 Prueba de vibración forzada El equipo que se requiere para la prueba de vibración forzada es más elaborado que el de una prueba de vibración libre. Además, el tiempo que se necesita es más largo; pero los datos que se obtienen son más exactos y útiles.

El procedimiento básico para la prueba de la vibración forzada es el siguiente:

1. Acciónese un generador excitador con una frecuencia constante hasta que la estructura de prueba desarrolle una vibración en estado permanente.
2. Mídase el desplazamiento de respuesta.
3. Cámbiese la frecuencia y repítanse los pasos 1 y 2.
4. Trácese en una gráfica los desplazamientos medidos con respecto a la frecuencia.

La figura 2-40 muestra un ejemplo de esta curva (GDTHB, 1969). La frecuencia fundamental natural se puede determinar inmediatamente en esta figura. Más adelante, la fracción del amortiguamiento crítico ξ se puede establecer a partir del ancho del vértice de la curva como

$$\xi = \frac{1}{2}\frac{\Delta f}{f_n} \tag{2-169}$$

donde f_n = frecuencia de resonancia
Δf = ancho de la curva de resonancia en el nivel de amplitud $1/\sqrt{2}$ del vértice de la amplitud

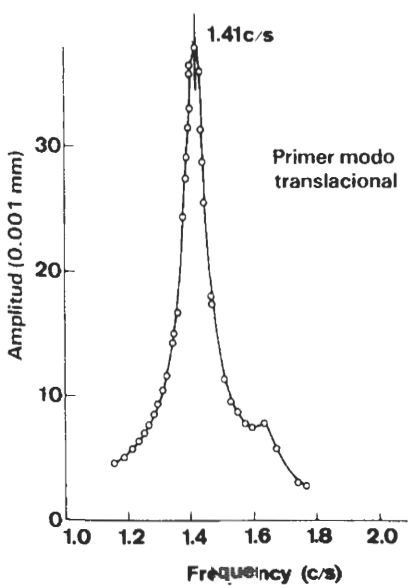


Figura 2-40 Curva de resonancia por GDTHB. [*GDTHB, Summarized report on dynamic tests of high-rised buildings and cooperative plan for large-scale vibration test in Japan*, Memorias de la Cuarta Conferencia Mundial sobre Ingeniería Sísmica., *Santiago, 1, B1-111-125 (1969).*]

Al detener súbitamente el movimiento del generador excitador, se fuerza en vibración libre a la estructura de prueba. También se pueden encontrar, de esta forma, la frecuencia natural y el amortiguamiento de la estructura.

En lugar de que se cambie en forma discreta la frecuencia de un generador de excitación, se puede hacer en forma continua de baja hasta alta y vuelta hacia abajo. La frecuencia se incrementa continuamente hasta que la amplitud alcanza un valor máximo y empieza a decrecer. Entonces, el generador se detiene o se disminuye la frecuencia y la amplitud de la vibración de la estructura se mide en forma continua. Este procedimiento, que se llama la *prueba de agotamiento*, es sencillo y necesita poco tiempo para obtener la curva de resonancia. Sin embargo, la curva no es lo suficientemente exacta para permitir que el amortiguamiento se obtenga con precisión. Por lo tanto, la prueba se debe utilizar para una observación preliminar de la condición de resonancia de la estructura. Para obtener resultados exactos, se emplea el procedimiento discreto y mas preciso de la prueba de vibración forzada.

La excitación de un generador usualmente se logra al hacer girar una masa excéntrica instalada en el generador. Supóngase que la masa excéntrica, el radio y la frecuencia angular de un péndulo son m, r y ω, respectivamente, y la fuerza de inercia inducida es $mr\omega^2$. La componente de la fuerza en una dirección se calcula igual a $mr\omega^2$ sen ωt.

Con un par de péndulos dispuestos como se muestra en la figura 2-41, se puede generar una onda sinusoidal tan sólo en una dirección.

En otro tipo de generador de excitación, una masa se mueve alternadamente hacia adelante y hacia atrás, con la energía proporcionada por un compresor, un imán y un gato hidráulico.

En algunas pruebas, muchos generadores se instalan en varias partes de la estructura del edificio y las vibraciones se sincronizan. (Hudson, 1964; GDTHB, 1969; Hudson, 1970).

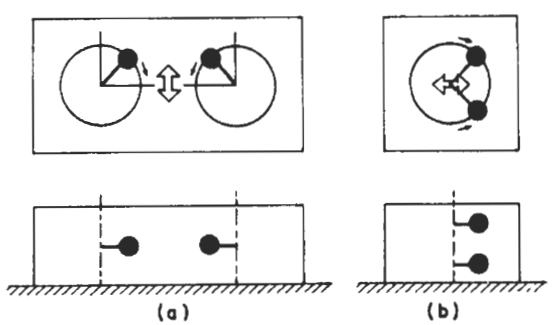


Figura 2-41 Generadores de vibración de pesos excéntricos.

Se pueden obtener datos útiles de las características dinámicas de las estructuras de edificios al medir un movimiento fuerte de las estructuras con el uso del SMAC o al observar los microtemblores causados por sismos pequeños o la vibración originada por los vehículos (GDTHB, 1969).

2.5.4.3 **Prueba de la mesa vibratoria** Se considera que la prueba de la mesa vibratoria es el método más directo de la simulación del comportamiento sísmico de una estructura. Para estudiar la seguridad sísmica de varios tipos de equipo en la estructura de un edificio o de un reactor nuclear, a menudo se lleva a cabo la prueba de la mesa vibratoria a una escala total. Algunos de los laboratorios de ensayo tienen grandes mesas vibratorias que pueden acomodar las grandes masas involucradas. Sin embargo, en muchos casos, se prueban modelos a escala de las estructuras en las mesas vibratorias. Muchas de las mesas vibratorias existentes tienen entre 3 y 5 m de largo, de forma que el tamaño de las estructuras de los edificios que se van a ensayar tengan un límite máximo entre un quinto a un centésimo del prototipo (Clough y Tang, 1975; Otani, 1975; Nakamura, Yoshida, etc. al., 1980). En la fabricación de modelos a escala, el efecto de escala necesita consideraciones especiales (Hudson, 1961). Para mantener la relación del prototipo, algunas veces los materiales que se utilizan en los modelos a escala difieren de los del prototipo. Pero, en general, los modelos de concreto reforzado o de acero se fabrican para los prototipos de estructuras de edificios de concreto reforzado o de acero.

Las mesas vibratorias se diseñan para que actúen en una o dos direcciones horizontales o en una combinación de las direcciones horizontal y vertical. El movimiento alimentado puede ser de ondas senoidales, triangulares, ondas arbitrariamente generadas o movimientos registrados durante las perturbaciones sísmicas reales. La capacidad de una mesa vibratoria se define en términos de las características dinámicas, dimensiones de la mesa, carga máxima de soporte, máxima aceleración y otras propiedades. La energía que se utiliza puede ser tanto electrohidráulica como electromagnética.

2.6 Análisis de la respuesta inelástica de estructuras

2.6.1 Significado del análisis de la respuesta inelástica

Hasta ahora, el estudio ha sido dirigido a los sistemas elásticos lineales. El comportamiento inelástico de las estructuras es tan importante como el comportamiento elástico en la práctica de un diseño sísmico,

por las siguientes razones: la estructura de un edificio debe comportarse sin experimentar daños bajo sismos pequeños o medianos que puedan ocurrir durante su existencia. Además, no debe sufrir un colapso con un fuerte movimiento sísmico que tenga recurrencias de 50 años o más. A menudo, las estructuras diseñadas con esta filosofía están sujetas a fuerzas sísmicas medianas que las llevan al rango inelástico. En algunas ocasiones, las fuerzas observadas han sido de tres a cuatro veces mayores que las que se especifican en los reglamentos. A pesar de ello, en la mayoría de los casos las estructuras no resultaron dañadas. Se cree que la disipación de energía debida al amortiguamiento histerético es un margen adicional de seguridad que poseen estas estructuras. Diseñar estructuras que permanezcan elásticas bajo grandes movimientos sísmicos es muy costoso y se considera poco realista, excepto para las estructuras frágiles de mampostería con una gran rigidez lateral. El efecto de la disipación de energía que causa el comportamiento histerético de la estructura de un edificio tendrá, por consiguiente, que evaluarse con precisión, partiendo de un análisis inelástico de la estructura.

El análisis elástico con el uso del concepto del amortiguamiento viscoso equivalente es una manera de evaluar el efecto que se describe en la sección 2.5.2.1. Este procedimiento analítico está propenso a errores grandes si el factor de ductibilidad también es grande. para una evaluación más precisa se pueden determinar las deflexiones plásticas con base en la deflexión elástica correspondiente de la sección 2.6.3. También se puede llevar a cabo un análisis elástico-inelástico apropiado.

2.6.2 Métodos de análisis de la respuesta no lineal

La técnica de superposición de los modos es útil en el análisis elástico, pero no es aplicable al análisis inelástico porque el principio de la superposición ya no resulta válida. El método analítico más popular para sistemas inelásticos es el de integración directa paso a paso, en el cual el dominio del tiempo se discretiza en muchos intervalos pequeños Δt y para cada lapso las ecuaciones del movimiento se resuelven con los desplazamientos y velocidades del paso anterior como datos iniciales. Las características de rigidez en el principio de los periodos considerados se toman constantes en todo este paso. Los cálculos se producen en forma de paso a paso. En seguida se presenta un breve ejemplo de este procedimiento aunque, tal vez, los lectores prefieran dirigirse a Clough y Penzien (1975) para más detalles. Considérese un sistema de una sola masa como el que se muestra en la figura 2-1 y supóngase que el lazo de histéresis es similar a los de las figuras 2-35 a la 2-37. Aquí, la constante de resorte cambia con el tiempo. La ecuación del movimiento [ecuación (2-1) se debe satisfacer en cada intervalo. Al restar la ecuación del movimiento en el instante t de la ecuación en el instante $t + \Delta t$, se obtiene una ecuación incremental del movimiento como sigue:

$$\Delta F_I(t) + \Delta F_D(t) + \Delta F_s(t) = \Delta F(t) \tag{2-170}$$

Esta ecuación también se puede escribir en la forma de la ecuación (2-3). Por lo tanto

$$m\Delta\ddot{v}(t) + c\Delta\dot{v}(t) + k(t)\Delta v(t) = \Delta F(t) \tag{2-171}$$

Aquí es mejor emplear la pendiente AB de la figura 2-42 para la rigidez $k(t)$. Sin embargo, esta pendiente no se puede determinar con precisión por adelantado.

En la mayoría de los casos, la pendiente AC, la cual es la pendiente tangencial en el punto A, se utiliza para representar $k(t)$. Se han propuesto varios procedimientos de integración para resolver la ecuación (2-171).

Aquí se explica el método en Clough y Penzien (1975). Supóngase que el cambio de aceleración es lineal durante el incremento de tiempo Δt y que la aceleración sea $\ddot{v}(t) + \Delta\ddot{v}(t)$ al final del incremento. De acuerdo con la relación entre aceleración, velocidad y desplazamiento, la velocidad y el desplazamiento cambian, respectivamente, en una forma polinómica parabólica y cúbica. Considérese que la velocidad y el desplazamiento son $\dot{v}(t) + \Delta\dot{v}(t)$ y $v(t) + \Delta v(t)$ al final del incremento del tiempo. De estas ecuaciones, $\Delta\ddot{v}(t)$ y $\Delta\dot{v}(t)$ se puede expresar en términos de $\Delta v(t)$. Al sustituir $\Delta\ddot{v}(t)$ y $\Delta\dot{v}(t)$ en la ecuación (2-171), se obtiene

$$\tilde{k}(t)\Delta v(t) = \Delta\tilde{F}(t) \tag{2-172}$$

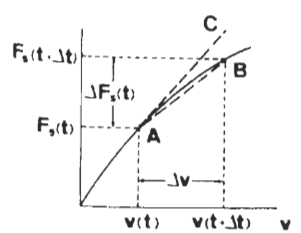


Figura 2-42 Representación de la rigidez no lineal.

en el cual $\bar{k}(t)$ y $\Delta\bar{F}(t)$ son la rigidez efectiva y el incremento efectivo de carga, respectivamente. En esta ecuación, $\bar{k}(t)$ y $\Delta\bar{F}(t)$ son valores conocidos y por tanto $\Delta v(t)$ se podrá resolver. También se puede resolver $\Delta\dot{v}(t)$ al utilizar $\Delta v(t)$. Ahora es posible establecer las condiciones iniciales para el incremento de tiempo: $\dot{v}(t) + \Delta\dot{v}(t)$ y $v(t) + \Delta v(t)$. El valor inicial de $\ddot{v}$ en el tiempo t está dado por

$$\ddot{v}(t) = \frac{1}{m}[F(t) - F_D(t) - F_s(t)] \tag{2-173}$$

Por lo tanto, el procedimiento de integración se puede resumir de la siguiente manera:

1. Los datos iniciales en el instante t, por ejemplo, $\dot{v}(t)$ y $v(t)$ se obtienen a partir del cálculo del paso anterior.
2. $k(t)$ se toma como la rigidez tangencial en el punto A en la figura 2-42.
3. $\ddot{v}(t)$ se resuelve a partir de la ecuación (2-173), y se calculan $\bar{k}(t)$ y $\Delta\bar{F}(t)$ $\Delta v(t)$ se obtiene al resolver la ecuación (2-172) y finalmente se calcula $\Delta\dot{v}(t)$.
4. La velocidad y el desplazamiento al final del intervalo se calculan al sumar incrementos previamente determinados, $\Delta\dot{v}(t)$ y $\Delta v(t)$ a $\dot{v}(t)$ y $v(t)$. Éstos sirven ahora como las condiciones iniciales para el siguiente paso.

Este procedimiento se puede extender a las sistemas de múltiples grados de libertad. Para éstos, se tiene una expresión similar a la ecuación (2-171).

$$\mathbf{m}\Delta\ddot{\mathbf{v}}(t) + \mathbf{c}\Delta\dot{\mathbf{v}}(t) + \mathbf{k}(t)\Delta\mathbf{v}(t) = \Delta\mathbf{F}(t) \tag{2-174}$$

El procedimiento de integración es idéntico al descrito.

La exactitud de los resultados se incrementa con intervalos más pequeños. Se ha verificado que intervalos menores de un décimo del periodo de respuesta proporcionan una exactitud suficiente y que un intervalo mayor que un cierto valor limitante, conduce a una inestabilidad computacional. En la mayoría de los casos se selecciona el intervalo para que la aceleración del terreno se simule razonablemente (Clough y Penzien, 1975). A menudo, el método de Runge-Kutta también se utiliza para la integración directa; proporciona resultados más exactos que el método de aceleración lineal.

2.6.3 Comportamiento de la respuesta inelástica

Considérese un sistema de una sola masa, elástico lineal y perfectamente plástico, o bilineal con una segunda ramificación positiva. La relación entre la respuesta elástica máxima —la respuesta del sistema cuando permanece elástico independientemente de la intensidad de la fuerza— y la respuesta máxima inelástica se puede determinar de la siguiente manera (Veletsos y Newmark, 1960; Osawa y Shibata, 1961). La figura 2-43 muestra la respuesta máxima inelástica de los sistemas de una sola masa, los cuales tienen un periodo natural idéntico y varios niveles de la fuerza de fluencia. La figura 2-43*a* es para el caso en que el periodo natural de los sistemas se encuentra en el orden de la velocidad constante, como en la figura 2-13. De esta figura, la respuesta inelástica máxima δ_p se encuentra de tal manera que la respuesta elástica sea A, el nivel de fluencia es B, la línea BC es paralela a la abscisa, C' es la intersección de BC con la línea de encadenamiento y el valor δ de C' es δ_p. Como resulta evidente, la respuesta máxima del desplazamiento inelástico es casi constante, cualquiera que sea el valor de la fuerza de fluencia excepto para el rango en que el nivel de fluencia sea extremadamente bajo. En este orden, la respuesta de desplazamiento se incrementa precipitadamente. La relación del desplazamiento máximo δ_p al desplazamiento de fluencia δ_y se expresa como

$$\mu = \frac{\delta_p}{\delta_y} \tag{2-175}$$

El valor μ se define como el *factor de ductilidad*. Mientras que la fuerza de fluencia no sea extremadamente baja, $\delta_p = \delta_e$ y,

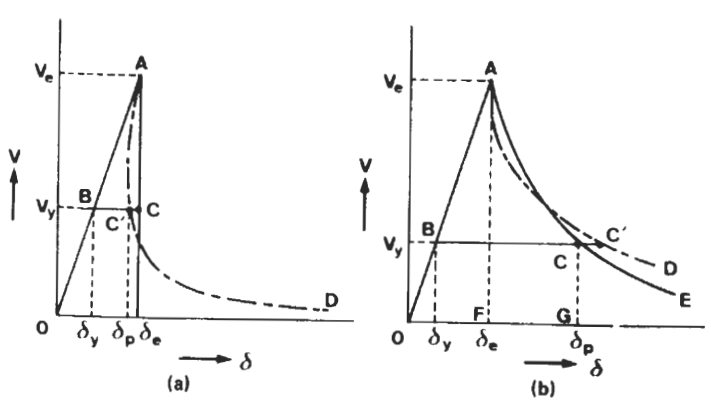


Figura 2-43 Relación entre las respuestas elásticas e inelásticas. (*a*) Sistema con un periodo natural de vibración largo (S_v = const.). (*b*) Sistema con un periodo natural de vibración corto (S_a = const.).

por lo tanto,

$$V_y = \frac{V_e}{\mu} \tag{2-176}$$

De esta relación se puede establecer que un sistema cuya respuesta elástica máxima sea V_e y el factor de ductilidad μ, sostendría la perturbación sísmica sin menoscabo de su seguridad si el nivel de la fuerza de fluencia es mayor que V_y. Alternativamente, se puede decir que un sistema en que la respuesta elástica es V_e y el nivel de la fuerza de fluencia V_y, necesita un factor de ductilidad μ,

$$\mu = \frac{V_e}{V_y} \tag{2-177}$$

para que el sistema falle bajo las perturbaciones sísmicas supuestas (Clough y Penzien, 1975).

La figura 2-43*b* muestra otra configuración, en que la respuesta cae en un espectro de aceleraciones constantes como se muestra en la figura 2-13. En esta figura, C es el punto para el cual la energía disipada por un sistema que tenga una fuerza de fluencia V_y se iguala con la energía que se disipará por el sistema, si éste se supone perfectamente elástico, en tanto que C' en la línea de cadena muestra la verdadera respuesta de desplazamiento del sistema. Por lo tanto el área □OBGC es igual que el área △OAF. Se ha verificado que la línea ACE que se obtuvo de esta manera duplica razonablemente la verdadera línea de respuesta AC'D. De este modo, se pueden escribir las relaciones siguientes:

$$V_y = \frac{V_e}{(2\mu - 1)^{\frac{1}{2}}} \tag{2-178}$$

o

$$\delta_y = \frac{\mu}{(2\mu - 1)^{\frac{1}{2}}}\delta_e \tag{2-179}$$

o

$$\mu = \frac{1}{2}\left[\left(\frac{V_e}{V_y}\right)^2 + 1\right] \tag{2-180}$$

Sin embargo, estas ecuaciones son difícilmente aplicables si la segunda ramificación de un sistema bilineal tiene una pendiente negativa. A menudo, en este caso, la respuesta de desplazamiento se sesga en una dirección, resultando en una inestabilidad. La predicción mediante estas ecuaciones de una deflexión inelástica es también debatible para las estructuras de concreto reforzado cuando sus curvas de histéresis

son del tipo degradante. No obstante, las ecuaciones (2-178), por simplicidad (2-179) y (2-180) frecuentemente se utilizan en la práctica del diseño.

El procedimiento anterior se puede hacer extensivo a los sistemas de múltiples grados de libertad. Si el factor de ductilidad

$$\mu_{eq_i} = \frac{\delta_{e_i}}{\delta_{y_i}} \tag{2-181}$$

aparente es constante para todos los niveles de entrepiso, la relación para los sistemas de un grado de libertad [Ecs. (2-178) a (2-180)] se puede emplear para cada entrepiso en forma aproximada. Sin embargo, si μ_{eq} en un entrepiso es mucho mayor que el de los otros entrepisos, la deflexión plástica se concentra en ese entrepiso. Al procedimiento para representar cada entrepiso por un sistema de un grado de libertad se le llama *método de ductilidad* y frecuentemente se adopta en los reglamentos para diseño.

2.7 Medidas de seguridad asísmica

2.7.1 Energía suministrada y fuerza de restitución

Para el sistema de una sola masa que se muestra en la figura 2-2, la ecuación del movimiento cuando el resorte es inelástico se puede escribir como

$$m\ddot{v} + c\dot{v} + F_s(v) = F(t) \tag{2-182}$$

Al multiplicar por $\dot{v}$ en ambos lados de la ecuación y al integrar del tiempo t_1 a t_2 conduce a

$$\tfrac{1}{2}m\dot{v}_2^2 - \tfrac{1}{2}m\dot{v}_1^2 = \int_{t_1}^{t_2} F(t)\dot{v}\,dt - \int_{t_1}^{t_2} c\dot{v}^2\,dt - \int_{t_1}^{t_2} F_s(t)\dot{v}\,dt \tag{2-183}$$

Los términos v_1 y v_2 son los valores de v en los puntos t_1 y t_2, respectivamente. Considérese que el sistema que rige la ecuación (2-183) está sujeto a la vibración en un estado permanente como se muestra en la figura 2-44. Cuando v en el punto A es v_1 y v en el punto A después de un ciclo completo simple es v_2, $v_1 = v_2$. Entonces el lado izquierdo de la ecuación (2-183) se convierte en cero. Esto indica que el término en

el lado derecho, que representa el trabajo externo realizado durante el ciclo, iguala a la suma de la energía disipada por el amortiguamiento viscoso y la energía disipada por el amortiguamiento histerético. Está claro que mientras más grande sea el área del lazo de histéresis, mayor será el suministro que el sistema podrá resistir.

A continuación, considérese que el sistema está sujeto a un movimiento del terreno en el estado no permanente, con $t_1 = 0$ al principio del movimiento y t_2 al final de éste. En estas condiciones, la ecuación (2-187) se puede explicar de la siguiente manera: el primer término del lado izquierdo $mv_2^2/2$ es la energía cinética al final del movimiento; el primer término del lado derecho, la energía suministrada E; el segundo término, la energía disipada por el amortiguamiento viscoso y el tercer término, la suma de la energía disipada por el amortiguamiento histerético y la energía de deformación elástica almacenada en el sistema. Por lo tanto,

$$W_p + W_e + W_D = E \tag{2-184}$$

W_p es la disipación de energía acumulada por el amortiguamiento histerético y se considera como un índice razonable para evaluar el daño estructural (Kato y Akiyama, 1975). Housner (1956, 1959) sugirió el uso del espectro de velocidad para definir la intensidad del movimiento del terreno. De acuerdo con su sugerencia, el sistema será seguro si

$$W_p + W_e \leqq E_H \tag{2-185}$$

cuando no exista ningún amortiguamiento viscoso. En esta ecuación, E_H es la energía asociada con el daño estructural y se da como

$$E_H = \frac{mS_v^2}{2} = \frac{mv_{\text{máx}}^2}{2} \tag{2-186}$$

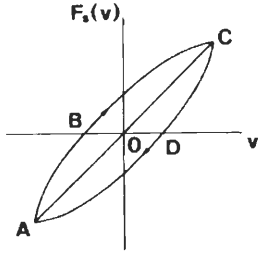


Figura 2-44 Lazo de histéresis de carga-deflexión.

2.7.2 Factores de ductilidad globales y locales

Como se examinó en la sección 2.6.3, las estructuras que pueden sostener grandes deformaciones plásticas tienen una buena resistencia sísmica. Por consiguiente, las estructuras que tienen valores altos de μ se pueden diseñar con niveles más bajos de capacidad resistente a las fuerzas laterales. También se puede establecer que la parte de la estructura que vaya a sufrir grandes deformaciones plásticas debe poseer un factor de ductilidad que cubra sobradamente la esperada deformación plástica. El factor de ductilidad que se define en la sección 2.6.3 se asocia con la deflexión horizontal del entrepiso y se determina en la suposición de que la relación de la deflexión de la fuerza horizontal es elástica lineal y perfectamente plástica. Sin embargo, cuando se examina la capacidad de deformación de los detalles estructurales, con frecuencia es más apropiada otra definición de ductilidad. Basados en el trabajo realizado por Mahin y Bertero (1976), se introducirán en la siguiente sección varias definiciones del factor de ductilidad.

2.7.2.1. Factores de ductilidad para la respuesta de conjunto

Factores de desplazamiento de ductilidad. Como se examinó en la sección 2.6.3, existen varias proposiciones para determinar la fuerza estática lateral en términos del factor de ductilidad. Algunas de estas proposiciones se han incorporado a la práctica del diseño. Implícitamente se supone en estas proposiciones que la fluencia ocurre simultáneamante en todos los niveles de los entrepisos, pero en muchas ocasiones esto no es cierto. Además, la suposición de que la relación fuerza horizontal deflexión es elástica lineal y perfectamente plástica no se cumple en muchos casos, puesto que la deflexión plástica del entrepiso ocurre gradualmente al formarse en los miembros las articulaciones plásticas. Una curva típica de la fuerza horizontal de deflexión se ilustra en línea punteada en la figura 2-45. En esta curva se requiere de

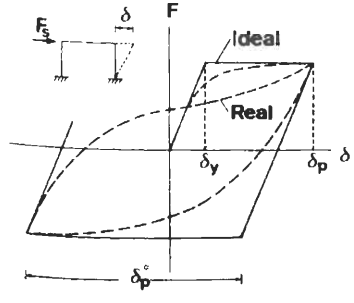


Figura 2-45 Definición del factor de ductilidad.

alguna idealización para determinar el factor de ductilidad. La deflexión de fluencia δ_y se puede definir de muchas maneras como se muestra en la figura 2-46. Puesto que la capacidad máxima de deflexión bajo las inversiones de signo en la carga difiere de la capacidad cuando se aplica continuamente la carga en una dirección, δ_p se reemplaza por δ_p^* en la figura 2-45. Otra proposición es utilizar la deflexión plástica acumulada que ocurre durante las inversiones de carga para permitir un daño estructural acumulativo.

Factores de ductilidad del empuje lateral. En la estructura de un edificio de gran altura, la deflexión horizontal total es la suma de la deflexión de cortante de los entrepisos y el empuje lateral que se causa por la flexión de la estructura, como se muestra en la figura 2-47. En este caso, el empuje tangencial, obtenido al substraer el empuje por flexión del empuje total se puede utilizar para verificar el comportamiento de los elementos no estructurales. En la mayoría de las condiciones de diseño el empuje lateral no es adimensional. Dicho tratamiento se debe realizar no para δ_y sino para el empuje de falla de los elementos no estructurales si éste es necesario para juzgar sistemáticamente el comportamiento de estos elementos.

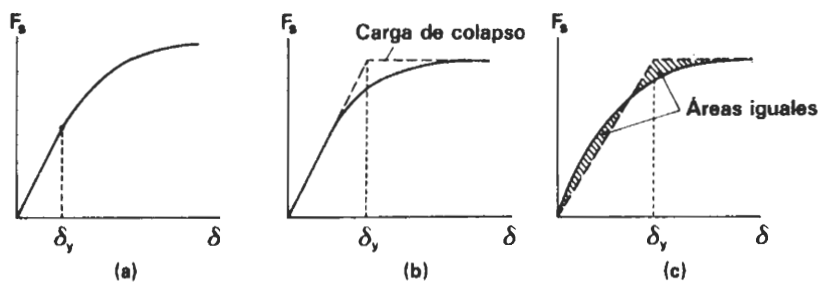


Figura 2-46 Definición de la deformación de fluencia. (*a*) Basada en la primera fluencia. (*b*) Basada en la fluencia inicial. (*c*) Basada en la absorción de energía.

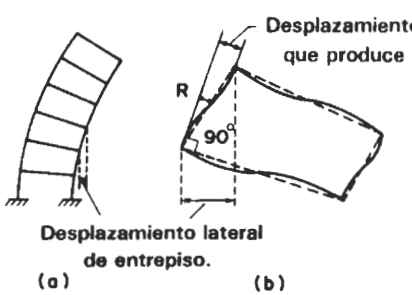


Figura 2-47 Desplazamiento lateral de una estructura para edificios.

2.7.2.2. Factores de ductilidad para las regiones críticas

Factores de ductilidad de rotación. La rotación de la junta o la rotación de una articulación plástica es un índice para evaluar la capacidad para la deformación plástica de las regiones locales. Dicha rotación se puede determinar al examinar el pandeo local y la fractura en las juntas de estructuras de acero y la trituración de concreto en las regiones de las juntas en las estructuras de concreto reforzado. Si se supone una articulación plástica con una longitud igual a cero, la definición de la rotación plástica es más bien ambigua y difícil de cuantificar. En la mayoría de los casos, esta rotación plástica no es adimensional y los valores que se obtuvieron de experimentos o de otras formas se emplean directamente para propósitos de juicio.

Factores de ductilidad para la curvatura. Puesto que la relación momento-curvatura de un miembro de acero de ala ancha es elástico-perfectamente plástico, el cálculo del factor de ductilidad es directo. Sin embargo, se debe notar que la capacidad de curvatura es una función de la fuerza axial que se aplica en el miembro de acero. En los miembros de concreto reforzado, el factor de ductilidad es difícil de definir.

2.7.3 Efectos del deterioro

En los grandes movimientos sísmicos, particularmente los de larga duración, las estructuras de los edificios soportan fuertes cargas con inversiones de signo. En áreas altamente sísmicas también están expuestas a movimientos sísmicos ocasionales. Para estos casos, el efecto del deterioro estructural (debido a las inversiones previas de las cargas) sobre el comportamiento de las necesidades de la estructura, deberá examinarse cuidadosamente cuando ocurra un nuevo movimiento sísmico.

En algunos tipos de estructura, la fuerza se puede degradar después de cada cambio completo de signo en la carga (Fig. 2-48). Aparentemente estas estructuras se deformarán en un mayor grado en ciclos subsiguientes de carga que las estructuras que no presentan dicha degradación. En el capítulo 3 se examinarán los detalles de degradación.

El acero es dúctil y revela un comportamiento muy estable bajo los cambios de signos de la carga. Sin embargo, los miembros de acero en los marcos pueden no ser tan dúctiles en algunas condiciones, aunque el material lo sea. El deterioro de dichos miembros y marcos ocurre

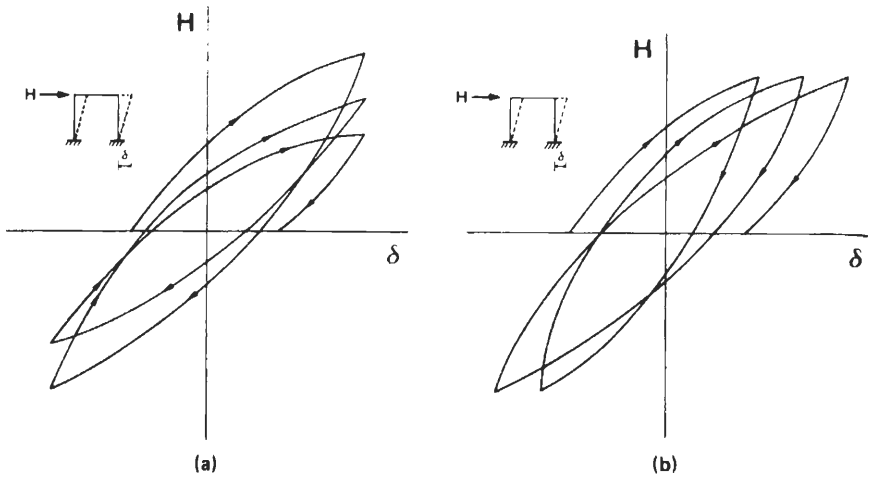


Figura 2-48 Degradación por inversiones en el signo de la carga. (*a*) Degradación de la resistencia. (*b*) Degradación de la rigidez.

principalmente debido al pandeo o a la falla frágil de las conexiones. Como ejemplo, un marco cuyas columnas experimentan un pandeo local en sus extremos presenta una histéresis degradante como se muestra en la figura 2-48.

El comportamiento degradante de las estructuras de concreto es más significativa que la de los miembros de acero. La degradación es especialmente notable cuando la falla de cortante o de adherencia tiene lugar en los miembros, conexiones o en los muros de cortante. No es una sorpresa que en algunos casos la capacidad para soportar carga se reduzca a la mitad después de tan sólo unos cuantos ciclos de inversiones de carga.

El comportamiento histerético de las estructuras compuestas es una combinación del de las estructuras de acero y las de concreto reforzado. El pandeo, que con frecuencia ocurre en las estructuras de acero, se restringe por el concreto que rodea a los componentes de acero. La causa principal de la degradación se atribuye a las características de los componentes de concreto reforzado. De este modo, se puede establecer que las estructuras compuestas con mayores proporciones de acero exhiben un mejor comportamiento histerético.

En el diseño práctico la degradación es indeseable, por lo tanto, los detalles se deben escoger lo más cuidadosamente posible para evitarla. Por otra parte, si la degradación es inevitable, el diseño y el análisis lo deben tomar en cuenta. Un modelo de degradación como el que se indica en la figura 2-36, es a menudo insuficiente para representar el verdadero mecanismo de degradación, pero hasta ahora se han propuesto

muy pocos modelos que toman en cuenta la degradación drástica en histéresis.

2.7.4 Criterios de falla

La seguridad última de las estructuras no se puede juzgar sin criterios explícitos de las fallas estructurales. Las estructuras frágiles, como las de mampostería, que no contienen refuerzo, fallan cuando la fuerza máxima aplicada excede a la resistencia de la estructura.

Estos casos están completamente claros. Por otro lado, las estructuras de acero no fallan; aun cuando los esfuerzos debidos a las fuerzas externas sísmicas alcancen los límites de fluencia, serán seguras mientras la deformación plástica y, por consiguiente, el factor de ductilidad, estén dentro de los límites permitidos. Existe la hipótesis de que el factor de ductilidad permisible está relacionado con la fatiga de pocos ciclos de la estructura (Minai, 1970; Yamada y Kawamura, 1976). La *fatiga de pocos ciclos* se define como la falla provocada por las inversiones en el signo de las cargas en que el nivel de la fuerza está próximo a la fuerza de fluencia para la estructura. Este concepto implica que el daño no se acumulará si la fuerza aplicada queda por debajo de un cierto nivel. Kato y Akiyama (1977) han propuesto otra hipótesis en la que se introduce el término *deflexión plástica acumulativa*. En este concepto, la falla ocurre cuando la deflexión plástica acumulativa provocada por la inversión de la carga alcanza un valor límite.

REFERENCIAS

Aoyama, H. (1980). Trends in the earthquake resistant design of SRC highrise buildings, in B. Kato and L.-W. Lu (eds.), *Developments in Composite and Mixed Construction*, Proc. U.S.A.–Japan Seminar on Composite Structures and Mixed Construction Systems, Gihodo Shuppan Co., Tokyo, 171–181.

Cherry, S. (1974). Estimating underground motions from surface accelerograms, in J. Solnes (ed.), *Engineering Seismology and Earthquake Engineering*, Noordhoff International Publishing, Leiden, 125–150.

Clough, R. W., and S. B. Johnston (1966). Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements, *Proc. Second Japan Earthquake Eng. Symp.*, Tokyo, 227–232.

——— and J. Penzien (1975). *Dynamics of Structures*, McGraw-Hill Book Company, New York.

——— and D. Tang (1975). Seismic response of a steel building frame, *Proc. U.S. Nat. Conf. Earthquake Eng.*, Ann Arbor, Mich., 268–277.

Dowrick, D. J. (1977). *Earthquake Resistant Design*, John Wiley & Sons, Inc., New York.

GDTHB (The Group for Dynamic Tests of High-Rised Buildings) (1969). Summarized report on dynamic tests of high-rised buildings and cooperative plan for large-scale vibration tests in Japan, *Proc. Fourth World Conf. Earthquake Eng.*, Santiago, **1**, B1-111–125.

Housner, G. W. (1956). Limit design of structures to resist earthquakes, *World Conf. Earthquake Eng.*, San Francisco, 5-1–13.

——— (1959). Behavior of structures during earthquakes, *J. Eng. Mech. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **85**(EM-4), 109–129.
——— (1970). Strong ground motion, in R. L. Wiegel (ed.), *Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 75–91.
——— and A. G. Brady (1963). Natural periods of vibration of buildings, *J. Eng. Mech. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **89**(EM-4), 31–65.
Hudson, D. E. (1961). Scale-model principles, in C. M. Harris and C. E. Crede (eds.), *Shock and Vibration Handbook*, McGraw-Hill Book Company, New York, vol. 2, chap. 27, 1–18.
——— (1964). Resonance testing of full scale structures, *J. Eng. Mech. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **90**(EM-3), 1–19.
——— (1970). Dynamic tests of full-scale structures, in R. L. Wiegel (ed.), *Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 127–149.
Iwan, W. D. (1965). The steady state response of the double bilinear hysteretic model, *Trans. Am. Soc. Mech. Eng., J. Appl. Mech.*, **32,** 921–925.
Jacobsen, L. S. (1930). Steady forced vibration as influenced by damping, *Trans. Am. Soc. Mech. Eng.*, **52**(22), part 1, 169.
Jennings, P. C. (1964). Periodic response of a general yielding structure, *J. Eng. Mech. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **90**(EM-2), 131–165.
——— (1968). Equivalent viscous damping for yielding structures, *J. Eng. Mech. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **94**(EM-1), 103–116.
Kanai, K. (1962). On the period and the damping of vibration in actual buildings, *Bull. Earthquake Res. Inst.*, University of Tokyo, **39,** part 3.
Katayama, T. (1969). Damping characteristics of building structures, *Trans. Arch. Inst. Japan*, no. 157, 11–18 (in Japanese).
Kato, B., and H. Akiyama (1975). Energy input and damages in structures to severe earthquakes, *Trans. Arch. Inst. Japan*, no. 235, 9–18 (in Japanese).
——— and ——— (1977). Earthquake resistant design for steel buildings, *Proc. Sixth World Conf. Earthquake Eng.*, New Delhi, **2,** 1945–1950.
Mahin, S. A., and V. V. Bertero (1976). Problems in establishing and predicting ductility in seismic design, *Proc. Int. Symp. Earthquake Struct. Eng.*, University of Missouri–Rolla, St. Louis, **1,** 613–628.
Minai, R. (1970). On the aseismic safety of building structures, *Annals: Disaster Prev. Res. Inst.*, Kyoto University, no. 13A, 5–22 (in Japanese).
Müller, F. P., and E. Keintzel (1978). *Erdbebensicherung von Hochbauten*, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Nakagawa, K. (1960). Vibration characteristics of reinforced concrete buildings existing in Japan, *Proc. Second World Conf. Earthquake Eng.*, Tokyo, **2,** 973–982.
Nakamura, T., N. Yoshida, S. Iwai, and H. Takai (1980). Shaking table test of steel frames, *Proc. Seventh World Conf. Earthquake Eng.*, Istanbul, **7,** 165–172.
Newmark, N. M., and E. Rosenblueth (1971). *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J.
Ohsaki, Y. (1967). The use of jet reaction for dynamic tests of buildings, *Trans. Arch. Inst. Japan*, no. 142, 9–14.
Osawa, Y., and A. Shibata (1961). Characteristic of the nonlinear response of one mass systems under earthquake excitations, *Trans. Arch. Inst. Japan*, no. 69, 401–404 (in Japanese).
Otani, S. (1975). Earthquake tests of shear wall-frame structures, *Proc. U.S. Nat. Conf. Earthquake Eng.*, Ann Arbor, Mich., 278–286.
Otsuki, Y. (1960). Design seismic forces for reinforced concrete buildings, *Proc. Second World Conf. Earthquake Eng.*, Tokyo, **3,** 1947–1962.
Rea, D., R. W. Clough, J. G. Boukamp, and U. Vogel (1969). Damping capacity of a model steel structure, *Proc. Fourth World Conf. Earthquake Eng.*, Santiago, **1**(B-2), 63–73.
San Francisco ASCE-SA (Joint Committee of the San Francisco, California, Section, ASCE, and the Structural Associations) (1952). Lateral forces of earthquake and wind, *Proc. Am. Soc. Civ. Eng.*, **77**(66).
Shiga, T. (1976). *Vibration of Structures*, Kyoritsu Shuppan Co., Tokyo (in Japanese).
Tajimi, H. (1965). *Vibration of Buildings*, Corona Publishing Co., Tokyo (in Japanese).
Takeda, T., M. A. Sozen, and N. N. Nielsen (1970). Reinforced concrete response to simulated earthquakes, *J. Struct. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **96**(ST-12), 2557–2573.

Tanabashi, R., and K. Kaneta (1962). On the relation between the restoring force characteristics of structures and the pattern of earthquake ground motions, *Proc. First Japan Earthquake Eng. Symp.*, Tokyo, 57–62.
Taniguchi, T. (1960). Seismic wall effect in framed structure in relation of the period of tall buildings, *Proc. Second World Conf. Earthquake Eng.*, Tokyo, **2,** 1013–1028.
Toki, K. (1981). *Earthquake Resistant Analysis of Structures*, Gihodo Shuppan Co., Tokyo (in Japanese).
Umemura, H. (1962). A brief consideration of the tall building seismic coefficient, *Trans. Arch. Inst. Japan*, no. 72, 19–23 (in Japanese).
Veletsos, A. S., and V. V. D. Nair (1975). Seismic interaction of structures on hysteretic foundations, *J. Struct. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **101**(ST-1), 109–129.
——— and N. M. Newmark (1960). Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions, *Proc. Second World Conf. Earthquake Eng.*, Tokyo, **2,** 895–912.
Yamada, M. (1972). Effect of cyclic loading on buildings, *Proc. Int. Conf. Planning Des. Tall Build.*, Lehigh University, Bethlehem, Pa., **2**(TC-18), 725–740.
——— and H. Kawamura (1976). Ultimate state aseismic design method, *Trans. Arch. Inst. Japan*, no. 240, 39–50.

3

COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS ANTE LAS CARGAS SÍSMICAS

3.1 Introducción

Un buen diseño sismorresistente requiere un conocimiento profundo del comportamiento de las estructuras ante las cargas sísmicas. Un diseño estructural que solamente cumpla con los requisitos del reglamento no es satisfactorio. Desde este punto de vista, en este capítulo se examina en detalle el comportamiento de los diferentes tipos de estructuras.

Como se describe en la sección 2.7 en relación con la respuesta dinámica de las estructuras, varios factores afectan su comportamiento durante los temblores. La figura 3-1 ilustra la relación carga horizontal-desplazamiento de dos marcos diferentes. El marco de la figura 3-1*a* muestra una deficiente capacidad sismorresistente: la resistencia se deteriora después de que el desplazamiento excede el valor correspondiente a la resistencia máxima y, por consiguiente, la ductilidad es pequeña; los lazos de histéresis son del tipo estrecho, y el área contenida en el lazo de histéresis, la que representa la capacidad de disipación de energía, es pequeña. La resistencia se degrada debido a la repetición de la carga. Por otra parte, el marco de la figura 3-1*b* muestra una buena capacidad: gran ductilidad, gran capacidad de disipación de energía, y lazos de histéresis estables sin degradación en la resistencia (Wakabayashi, 1973).

En las secciones que siguen se describen la resistencia última, la ductilidad y el comportamiento bajo cargas repetidas de los materiales, miembros, conexiones y sistemas. También se examinan los métodos para mejorar la capacidad sismorresistente. Se consideran algunos de

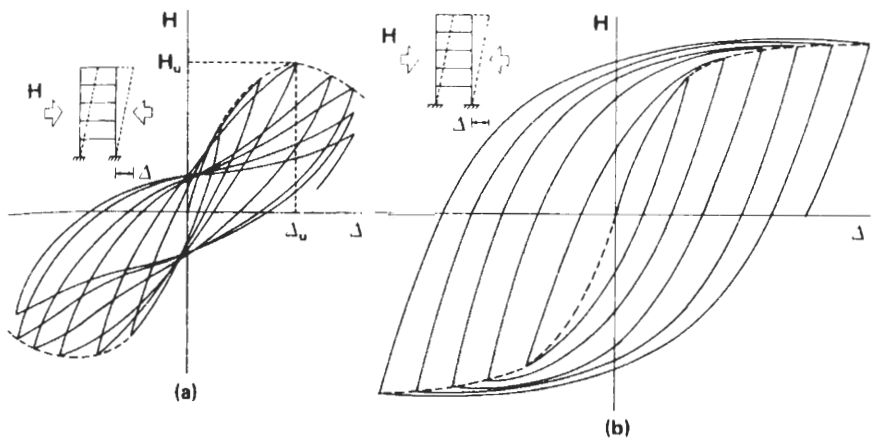


Figura 3-1 Comportamiento de estructuras sometidas a cargas horizontales repetidas. (*a*) Comportamiento deficiente. (*b*) Comportamiento bueno.

los daños estructurales ocasionados por los temblores ocurridos en el pasado. El comportamiento de las estructuras sometidas a las cargas sísmicas ha sido repasado en varias referencias (Wakabayashi, 1972; Wakabayashi, 1977*b*; Tall Building Committee 15, 1979).

3.2 Comportamiento de los materiales de construcción

3.2.1 Concreto

La resistencia a la compresión se obtiene normalmente a partir del ensaye de un cilindro de 30 cm de altura y 15 cm de diámetro o, en algunos países, de un cubo de 20 cm por lado. La figura 3-2*a* muestra las curvas esfuerzo-deformación de forma parabólica, para cilindros de concreto. El módulo de Young E_c se puede tomar igual a 4730 $\sqrt{f'_c}$ MPa, donde f' representa la resistencia a la compresión en MPa (ACI Committee 318, 1983*a*, 1983*b*). El valor de la deformación unitaria para el esfuerzo máximo es aproximadamente igual a 0.002, independientemente de la resistencia. La forma de la rama descendente de la curva esfuerzo-deformación varía según la cantidad del refuerzo transversal, que proporciona un efecto de confinamiento (véase Sec. 3.2.2).

Es necesario desarrollar un modelo idealizado de la relación esfuerzo-deformación, con objeto de simplificar el cálculo de la resistencia a la flexión y la deformación de los miembros. La figura 3-2*b* muestra un modelo sencillo propuesto por Hognestad (1952), que consiste en una parábola y una línea recta. La figura 3-3*a* muestra una relación esfuerzo-deformación bajo carga repetida, obtenida experimentalmente, de

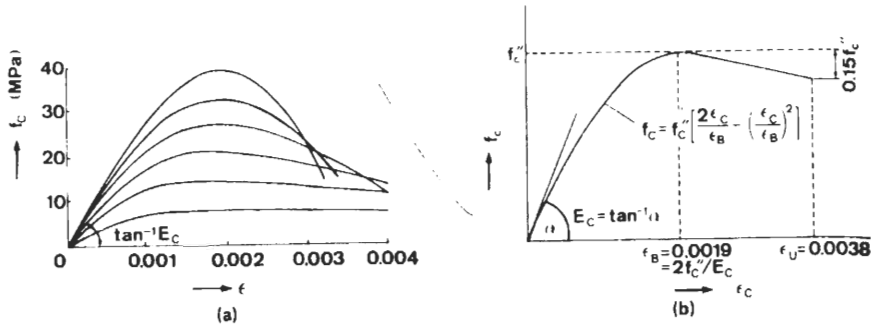


Figura 3-2 Relaciones de esfuerzo-deformación del concreto sometido a cargas de compresión. (*a*) Relaciones reales. (*b*) Relación idealizada.

la que derivó el modelo idealizado que se presenta en la figura 3-3*b* (Blakeley y Park, 1973). En Aoyama (1981) se encuentra un examen detallado de los modelos para la relación esfuerzo-deformación en el concreto. El módulo de ruptura del concreto, obtenido a partir de un ensaye a flexión, se representa conservadoramente mediante la fórmu-

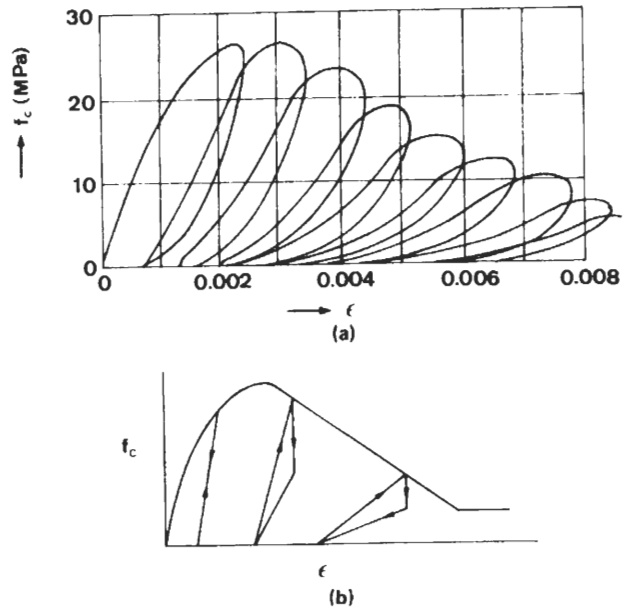


Figura 3-3 Relaciones de esfuerzo-deformación del concreto sometido a cargas repetidas de compresión. (*a*) Relaciones reales. (*b*) Relaciones idealizadas. [*Tomado de R. W. G. Blakeley y R. Park, Prestressed concrete sections with cyclic flexure,* J. Struct. Div., Am. Soc. Civ. Eng., **99***(ST-8), 1717–1742 (1973).*]

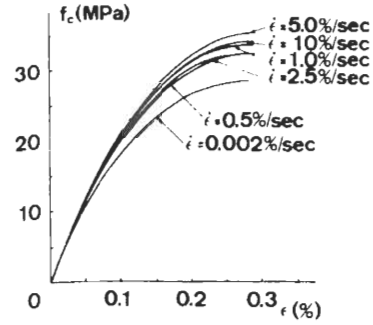


Figura 3-4 Efecto de la velocidad de deformación en las relaciones de esfuerzo-deformación del concreto. [*Tomado de M. Wakabayashi, T. Nakamura y otros, Effect of strain rate on stress-strain relationships of concrete and steel,* Proc. Fifth Japan Earthquake Eng. Symp., *Tokyo, 1313–1320 (1978).*]

la $0.62\sqrt{f'_c}$ MPa (ACI Committee 318, 1983). La resistencia a la tensión del concreto se mide con una prueba en la que un cilindro se coloca horizontalmente y se carga a lo largo de uno de sus diámetros, hasta que se parte. Su valor yace entre el 50 y el 75% del módulo de ruptura.

Cuando un concreto se sujeta a una compresión de alta velocidad, como sucede durante las cargas sísmicas, las curvas f_c-ϵ aparecen como ilustra la figura 3-4. Aun cuando la forma de la curva no se altera, la tendencia es que la resistencia máxima aumente con el ritmo de crecimiento de la deformación unitaria. Por ejemplo, el esfuerzo máximo para un ritmo de la deformación unitaria del 0.5% es 14 veces más alto que el que se obtiene mediante la prueba casi-estática (Wakabayashi y otros, 1978).

3.2.2 Acero

La relación esfuerzo-deformación del acero, que se presenta en la figura 3-5*a*, se idealiza comúnmente en la forma bilineal que se muestra mediante líneas llenas en la figura 3-5*b*, aun cuando el endurecimiento por deformación (líneas interrumpidas) se toma en cuenta en algunos casos. F_y y F_u se utilizan para los perfiles y las placas de acero, y f_y para las varillas de refuerzo. El valor E_s del módulo de Young es aproximadamente igual a 0.20×10^6 MPa.

Para que una estructura posea suficiente ductilidad, el material componente debe ser tal que la elongación total hasta la falla de fractura sea lo suficientemente grande y el cociente entre el esfuerzo de fluencia F_y y el esfuerzo último F_u no se encuentre próximo a la unidad. Este último requisito evita que un miembro a tensión con agujeros para pernos se rompa en una sección neta, antes de que tenga lugar la fluencia en una sección completa.

En el caso de aceros como el de presfuerzo, en los que la relación esfuerzo-deformación no muestra con claridad la plataforma de fluen-

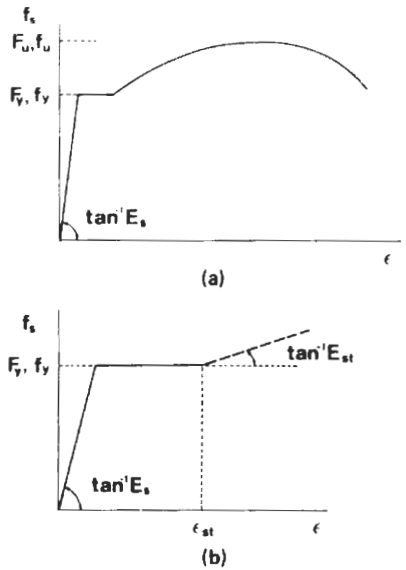


Figura 3-5 Relaciones de esfuerzo-deformación del acero. (*a*) Relación real. (*b*) Relación idealizada.

cia, el esfuerzo de fluencia se define como el esfuerzo que deja al espécimen con una deformación plástica permanente del 0.2% cuando éste se descarga.

La relación histerética esfuerzo-deformación para un acero sometido a una carga repetida alternadamente, aparece en la figura 3-6*a*. La rama de descarga muestra una pendiente incipiente igual a la pendiente elástica y se suaviza gradualmente debido al efecto Bauschinger. Las figuras 3-6*b*, *c* y *d* ilustran ejemplos de modelos sencillos.

Los ensayes con cargas de alta velocidad muestran un incremento en el esfuerzo de fluencia al comparar los resultados con los de la prueba casi estática. Son típicos los incrementos del 8% bajo un ritmo $\dot{\epsilon}$ del esfuerzo de deformación unitaria del 0.5% por segundo y del 17% para $\dot{\epsilon}$ igual a 10% por segundo. Sin embargo, el incremento en el esfuerzo último no es mayor al 3% (Wakabayashi, Nakamura y otros, 1978).

3.3 Comportamiento de las estructuras de concreto presforzado

3.3.1 Introducción

Los temblores de San Francisco (1906) y de Kanto (1923) demostraron que las estructuras de concreto presforzado son mucho mejores que las de mampostería en lo que respecta a resistencia sísmica. Puesto que también son económicas, se han construido en las zonas propensas a los sismos. Aun cuando se ha reducido el daño ocasionado por los temblo-

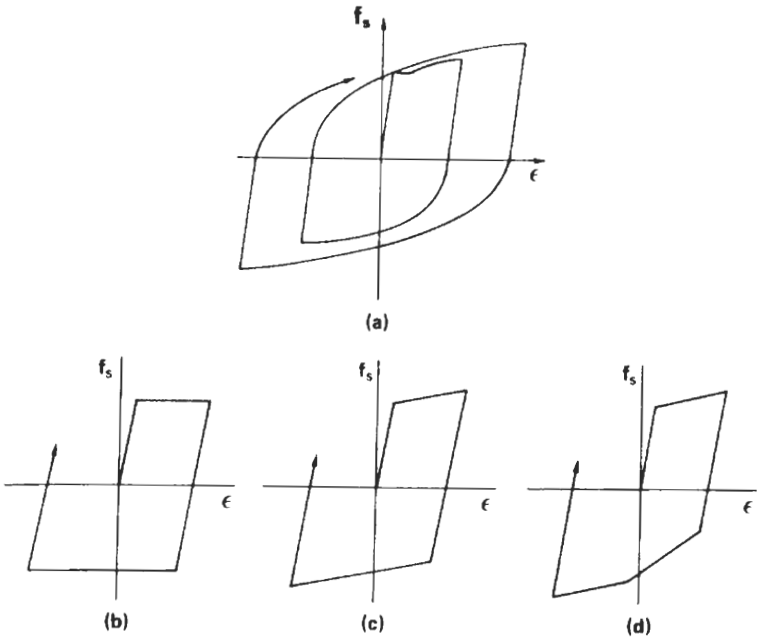


Figura 3-6 Comportamiento histerético del acero. (*a*) Comportamiento real. (*b*) Modelo elastoplástico. (*c*) Modelo bilineal. (*d*) Modelo de Bauschinger.

res, debido al mejoramiento en los reglamentos para diseño sísmico, aún se deben tomar en cuenta los siguientes factores como causas potenciales de daños, los cuales excluyen los defectos debidos a una construcción y montajes deficientes:

1. La inadecuada resistencia al cortante de los entrepisos, como causa de columnas y muros escasos
2. Una falla frágil de cortante en las columnas o en las vigas
3. Una falla frágil de cortante en las columnas acortadas por el efecto soportante de elementos no estructurales
4. El deslizamiento de las varillas ancladas o una falla de cortante del bloque de unión en las conexiones viga a columna
5. La falla frágil de los muros de cortante solos o acoplados, en especial de los muros de cortante con aberturas
6. La torsión provocada por la falta de coincidencia en planta del centro de gravedad y el centro de rigidez
7. La concentración del daño en un entrepiso específico, debida a la distribución desigual del cociente de rigidez a lo largo de la altura

8. La separación de los miembros secundarios, como las paredes exteriores, a causa de conexiones deficientes

Los factores 1, 5, 6 y 7 se relacionan con la planeación estructural, en tanto que los factores 2, 3, 4 y 8 se pueden evitar si se mejora el detallado.

Además de las estructuras de concreto reforzado monolíticas construidas *in situ* que se mencionan arriba, existen las estructuras de concreto prefabricado (Tall Buildings Committee 21E, 1979) y las de concreto presforzado (*in situ* o prefabricadas). Las conexiones de las estructuras de concreto prefabricado se instalan en el sitio de la construcción; por lo tanto, su resistencia sísmica puede ser inferior a las de las estructuras monolíticas de concreto reforzado.

Es especialmente importante proporcionar la suficiente resistencia, rigidez y ductilidad a las conexiones en el diseño de las estructuras de concreto prefabricado. En comparación con una estructura de concreto reforzado, la de concreto prefabricado posee poca capacidad de disipación de energía, puesto que se comporta más bien elásticamente. También se pueden desarrollar esfuerzos altos en el concreto alrededor del anclaje del acero de presfuerzo. El diseño de las estructuras de concreto reforzado debe tomar en cuenta estas desventajas relativas a su capacidad sismorresistente.

3.3.2 Interacción entre el concreto y el acero

3.3.2.1 Adherencia entre las varillas de refuerzo y el concreto La adherencia resistente entre las varillas redondas y el concreto se presenta por la adhesión química y la fricción. Una vez que ocurre el deslizamiento, solamente por medio de la fricción se podrá desarrollar una adherencia ulterior. Con las varillas corrugadas, la resistencia por adherencia al deslizamiento incipiente no es muy distinta de la que propician las varillas redondas; pero la resistencia aumenta con el desarrollo del deslizamiento, puesto que las corrugaciones se encajan en el concreto. Cuando una varilla corrugada está ahogada con un recubrimiento suficiente en concreto reforzado transversalmente para evitar que se parta, el concreto que existe entre las corrugaciones se aplasta y la varilla se arranca. Sin embargo, en los casos prácticos, con frecuencia el desprendimiento de la varilla está acompañado por el reventamiento del concreto que la circunda. La adherencia resistente asociada a este mecanismo de falla se incrementa al aumentar el espesor del concreto y el refuerzo transversal.

La relación del esfuerzo de adherencia y el deslizamiento de una varilla corrugada ahogada en el concreto y sujeta a cargas repetidas se desarrolla como ilustra la figura 3-7. La forma del lazo de histéresis es del tipo de deslizamiento, y se observa una degradación de la resistencia (Morita and Kaku, 1973; Viwathanatepa, Popov, and Bertero, 1979)

3.3.2.2 Efecto confinante del refuerzo transversal Cuando el esfuerzo en un cilindro de concreto se aproxima a la resistencia a la compresión, ocurre un agrietamiento interior progresivo y el concreto se expande transversalmente. Si la zona de compresión se encuentra confinada mediante un refuerzo transversal, como espirales y estribos, se mejora mucho la ductilidad del concreto, como se muestra en la figura 3-8 (Muguruma, Watanabe y otros, 1979). Si se usan estribos cuadrados en el miembro, el concreto queda confinado a lo largo de las diagonales del estribo (véase Fig. 3-9) y como resultado, las relaciones esfuerzo-deformación para el concreto confinado tienen lugar como se muestra en la figura 3-10, donde se observa que la pendiente de la rama descendente se reduce si se incrementan las cantidades en el refuerzo de confinamiento (Kent y Park, 1971; Sheikh y Uzumeri, 1980; Sheikh, 1982).

3.3.2.3 Pandeo de las varillas de refuerzo Mediante la restricción lateral suministrada por el concreto, se evita el pandeo de las varillas

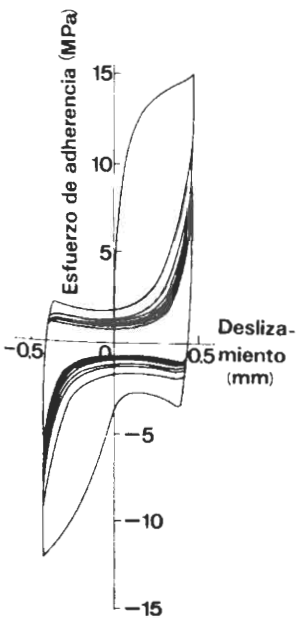


Figura 3-7 Relación del esfuerzo de adherencia con el deslizamiento. [*Tomado de S. Morita y T. Kaku, Local bond stress-slip relationship under repeated loading,* Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads: Preliminary Report, *International Association of Bridge and Structural Engineering, Lisbon Symposium, 221–227 (1973)*].

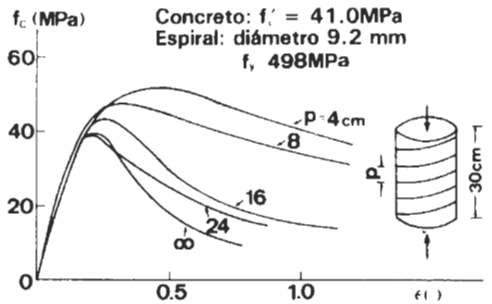


Figura 3-8 Efecto del confinamiento con refuerzo espiral en las relaciones de esfuerzo-deformación.

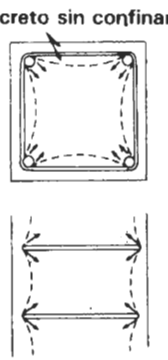


Figura 3-9 Confinamiento del concreto con estribos cuadrados.

longitudinales de refuerzo sujetas a compresión en las vigas y en las columnas. Sin embargo, cuando el concreto de recubrimiento sujeto a altos esfuerzos de compresión se torna inestable, se reduce el efecto restrictivo y la varilla se pandea como ilustra la figura 3-11*a*, de manera que disminuye la carga axial que soporta la varilla en compresión. Esto reduce la capacidad en el soporte de carga del miembro. Con objeto de minimizar la reducción en la capacidad para soportar carga y garantizar una ductilidad suficiente, es necesario establecer un límite para la longitud efectiva de la varilla de refuerzo, esto es, la distancia entre los apoyos laterales suministrados por el refuerzo transversal. Por ello, se han establecido límites en los reglamentos para la relación de la distancia entre el refuerzo transversal al diámetro de la varilla longitudinal

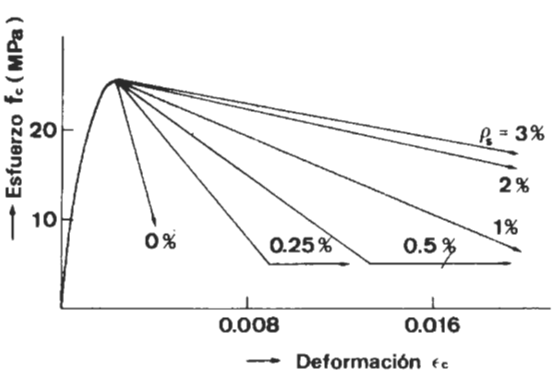


Figura 3-10 Influencia de la cantidad de anillos en las curvas de esfuerzo-deformación del concreto en los miembros. [*Tomado de D. C. Kent y R. Park, Flexural members with confined concrete,* J. Struct. Div., Am. Soc. Civ. Eng., **97***(ST-7), 1969–1990 (1971)*].

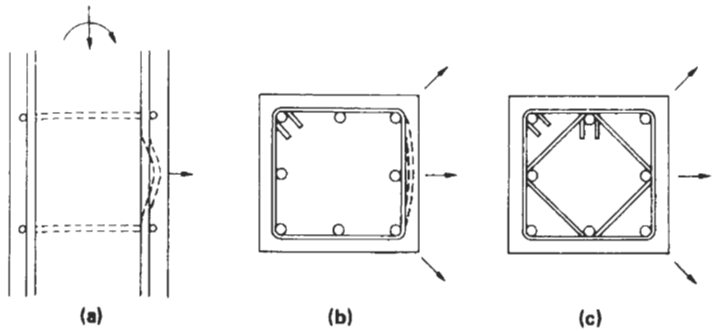


Figura 3-11 Efecto del refuerzo transversal para evitar el pandeo del esfuerzo principal. (*a*) Pandeo del refuerzo longitudinal. (*b*) Sin estribos en diamante. (*c*) Con estribos en diamante.

de refuerzo (ACI Committee 318, 1983*a*). El refuerzo transversal no soporta eficazmente las varillas de refuerzo longitudinales que se localizan en puntos intermedios entre las esquinas, ya que el refuerzo transversal se dobla hacia afuera como se muestra en la figura 3-11*b*. Se necesita un refuerzo en forma de diamante (véase Fig. 3-11*c*) para que la longitud efectiva de dichas varillas longitudinales sea igual a la distancia existente entre el refuerzo transversal. Este tipo de refuerzo es efectivo para confinar el concreto y aumentar la resistencia máxima y la deformación unitaria de falla del concreto (Scott, Park y Priestley, 1982).

3.3.3 Comportamiento flexionante de los miembros

3.3.3.1 Relaciones carga-deformación La figura 3-12 muestra una relación momento (M)-curvatura (ϕ) para una viga de concreto doblemente reforzada, en la cual el contenido de acero es inferior al porcentaje balanceado de refuerzo. La curva es lineal hasta un punto A de agrietamiento incipiente, después del cual decrece la rigidez. En el punto B, fluye el acero de tensión; pero la resistencia aún aumenta gradualmente y alcanza su valor máximo en el punto C. El concreto en compresión se aplasta en el punto D, el refuerzo a compresión se pandea en el punto E, y la resistencia decae rápidamente.

En la figura 3-13 están las relaciones momento-curvatura para viga-columnas de concreto reforzado sujetas a una fuerza axial constante y una curvatura que aumenta monótonamente, donde N_0 designa la resistencia máxima a la compresión de la columna. El comportamiento para $N/N_0 = 0$ resulta el mismo que el de la figura 3-12 para la zona de mayor momento. La resistencia a flexión aumenta al incrementarse la carga axial, siempre que el valor de N/N_0 sea menor a cierto valor. La

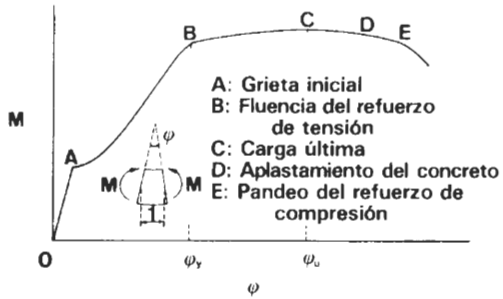


Figura 3-12 Relación de momento-curvatura de una viga sometida a carga monotónica.

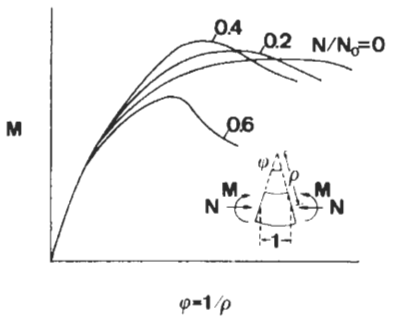


Figura 3-13 Relaciones de momento-curvatura en miembros sometidos a fuerza axial constante y momento flexionante monotónico.

resistencia disminuye cuando el cociente N/N_0 excede este valor. Por otra parte, la ductilidad disminuye al aumentar la fuerza axial.

La figura 3-14 muestra las relaciones histeréticas momento (M)-rotación (R) para viga-columnas que fallan en flexión cuando están sujetas a una fuerza axial constante y momentos flexionantes antisimétricos con cortante, repetidos alternadamente (Wakabayashi and Minami, 1976). Para cada amplitud de la curva se aplican dos ciclos de carga repetida. Se observa en la relación para $N/N_0 = 0$ que los lazos de histéresis tienen una forma angosta con algunos estrechamientos debidos al efecto del cortante. La ductilidad y la capacidad de disipación de energía son grandes, y la degradación de la resistencia debida a la repetición de la carga es pequeña. La resistencia de la viga columna para $N/N_0 = 0.3$ decrece en una etapa relativamente próxima después de haberse alcanzado la resistencia máxima, y se observa una falla muy frágil en el caso de $N/N_0 = 0.6$.

La figura 3-15 ilustra un lazo de histéresis en la relación momento-curvatura para un elemento de concreto reforzado sujeto a una fuerza axial nula o muy pequeña. Entre los puntos B y E las grietas penetran toda la sección y no se cierran; por lo tanto, sólo el acero resiste el momento flexionante en esta porción del lazo; razón por la que éste tiene

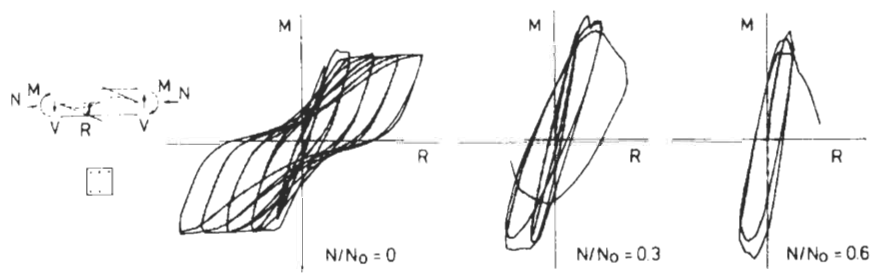


Figura 3-14 Relaciones entre el momento y el ángulo de rotación en vigas-columna que fallan en flexión bajo una fuerza axial constante y momento flexionante antisimétrico repetido alternadamente. [*Tomado de M. Wakabayashi y K. Minami, Experimental studies on hysteretic characteristics of steel reinforced columns and frames,* Proc. Int. Symp. Earthquake Struct. Eng., *University of Missouri-Rolla, St. Louis,* **1**,*467–480 (1976)*].

una forma con estrechamientos. La porción entre los puntos C y D está suavizada debido al efecto Bauschinger.

3.3.3.2 **Resistencia a la flexión de las vigas** Se supone que se alcanza la resistencia última a flexión de una viga de concreto doblemente reforzada cuando la deformación unitaria de la fibra exterior del concreto en compresión alcanza 0.003, como muestra la figura 3-16. En el cálculo, la forma real del bloque de esfuerzos de compresión del concreto se reemplaza por el rectángulo que se ilustra en la figura 3-16*c*, donde $\beta_1 = 0.85$ para una resistencia del concreto $f'_c \leq 27.6$ MPa, y el

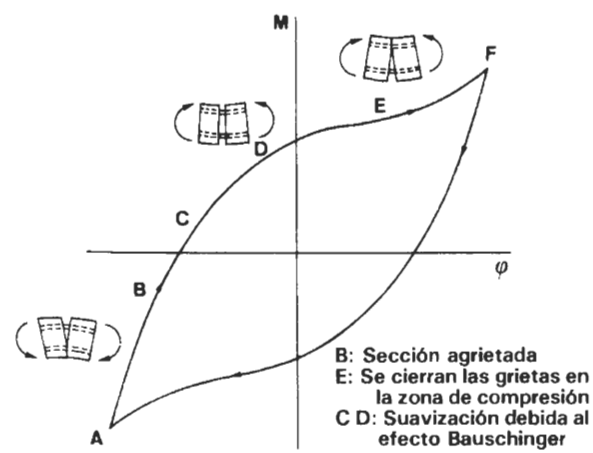


Figura 3-15 Relación de momento-curvatura de un elemento de concreto doblemente reforzado sometido a momentos flexionantes repetidos alternadamente.

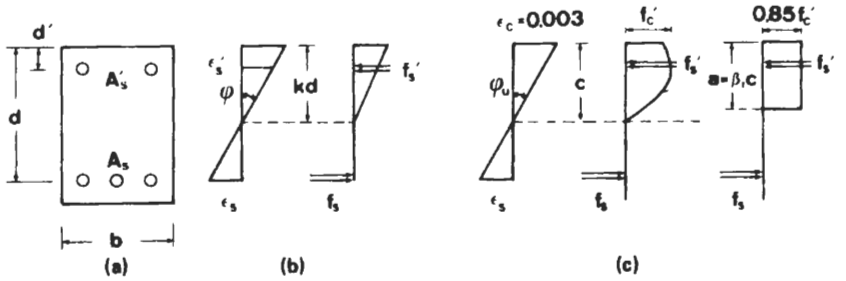


Figura 3-16 Viga en estado elástico y en estado última (*a*) Sección transversal. (*b*) Estado elástico. (*c*) Estado último.

valor de β_1 se reduce en forma continua en un 0.05 por cada 6.9 MPa de resistencia superior a 27.6 MPa (ACI Committee 318, 1983*a*).

Si el acero de tensión fluye ($f_s = f_y$) al alcanzarse la resistencia última, el equilibrio de los momentos da

$$M_u = 0.85abf'_c(d - 0.5a) + A'_sf'_s(d - d') \tag{3-1}$$

donde M_u = momento último
f'_c = resistencia especificada a la compresión del concreto
f'_s = esfuerzo en el acero de compresión
f_y = esfuerzo de fluencia del acero de tensión
A'_s = área del acero en compresión
a = altura del bloque rectangular de esfuerzos
b = ancho de la sección transversal
d' y d = distancias de la fibra exterior en compresión al centroide del acero en compresión y al centroide del acero en tensión, respectivamente

El equilibrio de las fuerzas que actúan en la sección define

$$a = \frac{A_sf_y - A'_sf'_s}{0.85f'_cb} \tag{3-2}$$

donde A_s = área del acero en tensión.

En vista de la distribución de deformaciones y de la relación $f - \epsilon, f'_s$ se obtiene como

$$f'_s = \epsilon'_sE_s = 0.003E_s\frac{a - \beta_1d'}{a} \leqq f_y \tag{3-3}$$

donde E_s = módulo de Young del acero en compresión
$\beta_1 = a/c$
c = distancia de la fibra externa en compresión al eje neutro

La falla balanceada en flexión ocurre cuando simultáneamente el acero en tensión alcanza el esfuerzo de fluencia f_y y el concreto llega a la deformación unitaria de 0.003 en la fibra externa en compresión. En ese instante se tiene

$$a_b = \frac{0.003\beta_1d}{0.003 + f_y/E_s} \tag{3-4}$$

donde a_b = la altura del bloque rectangular de esfuerzos en la etapa de falla balanceada por flexión. A la vista de las ecuaciones (3-2) y (3-4), el porcentaje de refuerzo balanceado ρ_b se obtiene como sigue

$$\rho_b = \frac{0.85f'_c\beta_1}{f_y}\left(\frac{0.003E_s}{0.003E_s + f_y}\right) + \frac{\rho'f'_s}{f_y} \tag{3-5}$$

donde $\rho_b = \dfrac{A_s}{bd}$ y $\rho' = \dfrac{A'_s}{bd}$ (3-6)

Si el porcentaje de refuerzo real es $\rho > \rho_b$, la resistencia última se alcanza cuando el concreto se aplasta; si es $\rho < \rho_b$, el acero de tensión fluye antes de que el concreto se aplaste. Esto es porque en la mayoría de los casos, para las vigas en sección T el eje neutro se localiza dentro del espesor de la losa, de manera que la sección en T se puede reemplazar por una sección rectangular equivalente cuyo ancho es igual al ancho efectivo de la losa, y son aplicables las fórmulas de resistencia arriba descritas.

3.3.3.3 Ductilidad de curvatura de las vigas La ductilidad disponible se define como el cociente de la curvatura en la máxima capacidad de soporte ϕ_u, entre la curvatura para la primera fluencia del acero de tensión ϕ_y (véase la Fig. 3-16). Al sustituir $\phi = \phi_y$ y $f_s = f_y$ en las distribuciones de la deformación unitaria y el esfuerzo de la figura 3-16*b*, se llega a

$$\phi_y = \frac{f_y/E_s}{d(1 - k)} \tag{3-7}$$

donde $k = \left[(\rho + \rho')^2n^2 + 2\left(\rho + \rho'\dfrac{d'}{d}\right)n\right]^{\frac{1}{2}} - (\rho + \rho')n$ (3-8)

y $n = E_s/E_c$ es la relación de los módulos.

A la vista de la figura 3-16*c*, la curvatura última es

ésta

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_c \beta_1}{a} \tag{3-9}$$

por consiguiente

$$\frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{\varepsilon_c}{f_y/E_s} \frac{d(1-k)}{a/\beta_1} \tag{3-10}$$

Puesto que el valor de $\epsilon_c = 0.003$ es demasiado conservador para los cálculos en la curvatura última, se puede tomar igual a 0.004. La ecuación (3-10) indica que la ductilidad ϕ_u/ϕ_y aumenta si decrece el contenido del acero de tensión con el incremento en el contenido del acero de compresión, la disminución en el esfuerzo de fluencia del acero y el incremento en la resistencia del concreto (Park and Paulay, 1975). Una manera efectiva de incrementar ϕ_u/ϕ_y es aumentado ϵ_c mediante el efecto de confinamiento del refuerzo transversal. Por lo que respecta a la relación entre el contenido del acero de confinamiento y el valor de ϵ_c, diversos investigadores han propuesto varias fórmulas empíricas (Park y Paulay, 1975).

3.3.3.4 Resistencia a la flexión de las viga columnas La resistencia última P_0 de una columna de concreto reforzado cargada axialmente está dada como sigue (ACI Committee 318, 1983):

$$P_0 = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y \tag{3-11}$$

donde A_g es el área total de la sección y A_{st} el área total del acero. La ecuación (3-11) supone que la resistencia última está suministrada por la resistencia de la sección de concreto más la resistencia de fluencia del acero, y que la resistencia del concreto en la columna con carga axial es igual a 0.85 multiplicado por la resistencia a compresión f'_c de un cilindro.

La resistencia última P_u de una columna con carga excéntrica se obtiene, de acuerdo con ACI 318-83, a partir de las mismas suposiciones para el cálculo de la resistencia en las vigas. A la vista de la figura 3-17, las ecuaciones de equilibrio para la fuerza axial y el momento flexionante se obtienen como sigue:

$$P_u = 0.85 f'_c ba + A'_s f'_s - A_s f_s \tag{3-12}$$

$$P_u e = 0.85 f'_c ba(0.5h - 0.5a) + A'_s f'_s (0.5h - d') + A_s f_s (0.5h - d_s) \tag{3-13}$$

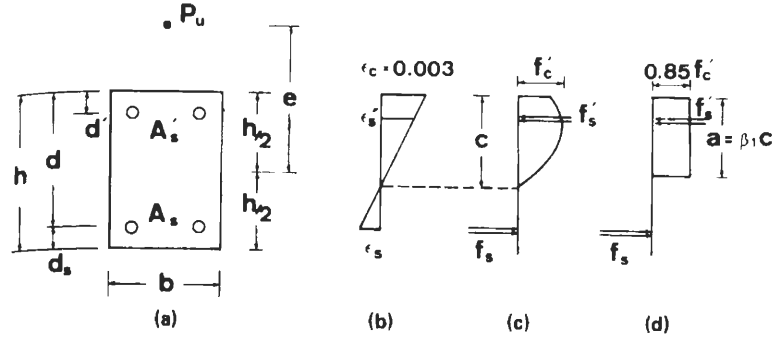


Figura 3-17 Sección de una columna con carga excéntrica en el estado último. (*a*) Sección transversal. (*b*) Deformación. (*c*) Esfuerzos reales. (*d*) Esfuerzos equivalentes.

donde h = el peralte de la sección, d_s = la distancia de la fibra externa en tensión al centroide del acero de tensión, e = la excentricidad de la carga, y f_s = el esfuerzo en el acero de tensión. f'_s se obtiene de la ecuación (3-3) y, en forma similar, f_s se obtiene como sigue:

$$f_s = \varepsilon_s E_s = 0.003 E_s \frac{d\beta_1 - a}{a} \leqq f_y \tag{3-14}$$

La figura 3-18 ilustra una interacción entre P_u y $P_u e$, calculada mediante las ecuaciones (3-12) y (3-13). Estas ecuaciones no se aplican a la rama de la curva de interacción que se muestra mediante una línea interrumpida, en la que la excentricidad es tan pequeña que el eje neutro queda fuera de la sección transversal. Esta porción se debe

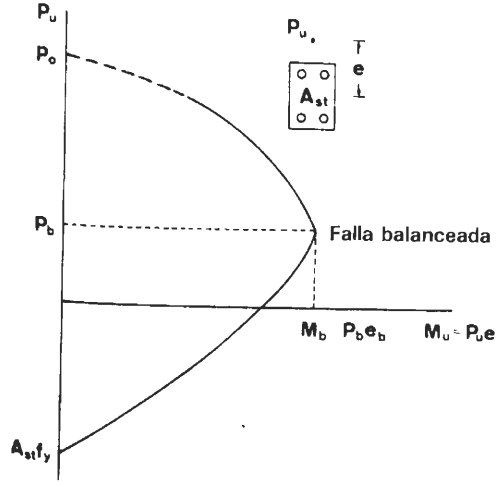


Figura 3-18 Diagramas de interacción de una viga-columna.

construir a partir de otras ecuaciones. P_b y $P_b e_b$ se calculan al sustituir $f_s = f_y$ y $a = a_b$ en las ecuaciones (3-12) y (3-13), donde a_b se obtiene de la ecuación (3-4). Cuando la deformación unitaria de la fibra exterior del concreto llega a ser 0.003, el acero de tensión ya habrá fluido si la fuerza axial es menor que P_b, pero aún permanece elástico si la fuerza axial es mayor que P_b.

3.3.3.5 Ductilidad de curvatura de las viga columnas La reducción de la ductilidad de las viga columnas de concreto reforzado debida al incremento en la carga axial está en la figura 3-13. La figura 3-19 muestra las interacciones entre N/bhf'_c y $M/bh^2f'_c$ de la viga columna, en la que también se trazan los valores de N/bhf'_c contra los argumentos de $\phi_u h/\epsilon_0$, $\phi_y h/\epsilon_0$, y ϕ_u/ϕ_y, donde ϕ_u y ϕ_y son, respectivamente, las curvaturas para la máxima capacidad de soporte y para la primera fluencia del acero de tensión, y $\epsilon_b = 0.002$. Se pueden encontrar diagramas similares en Pfrang, Siess, Sozen (1964). Se observa que la ductilidad se reduce cuando la creciente fuerza axial se aproxima al estado de falla balanceada, para el cual ϕ_u/ϕ_y es igual a la unidad. Por consiguiente, se necesita un refuerzo transversal de confinamiento que garantice una ductilidad suficiente de la viga columna cuando esté sujeta a una carga axial relativamente grande, y se ha propuesto un método para el cálculo del contenido del refuerzo de confinamiento necesario para el valor requerido de la ductilidad (Park and Paulay, 1975).

El ACI 318-83 recomienda que se confine al núcleo de concreto de la viga columna con refuerzo transversal especial cuando la carga axial

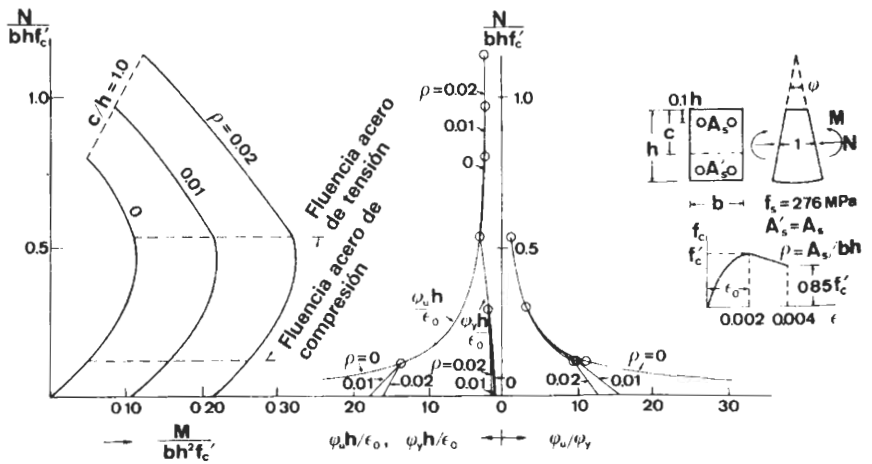


Figura 3-19 Resistencia y ductilidad de la sección de una columna con carga excéntrica.

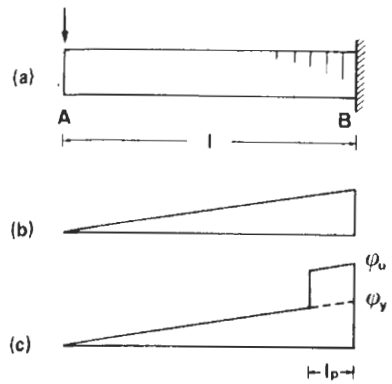


Figura 3-20 Miembro que alcanzó la curvatura última. (*a*) Miembro. (*b*) Diagrama de momentos. (*c*) Diagrama de curvatura. [*Tomado de R. Park y T. Paulay, Concrete structures, en E. Rosenbleuth (ed.),* Design of Earthquake Resistant Structures, *Pentech, Press, London, 1980, pp. 142-194*].

sea mayor a $A_g f'_c/10$ (ACI 318, 1983), donde A_g es el área total de la sección.

3.3.3.6 Ductilidad de deflexión de los miembros En el estado de falla última de un voladizo sujeto a una carga transversal en su extremo libre (véase Fig. 3-20), la zona plástica se desarrolla cerca del extremo empotrado, donde el momento flexionante excede al de fluencia, y en esta zona se concentra una curvatura excesiva. La deflexión en el extremo libre se obtiene como el primer momento del área del diagrama de curvaturas, respecto al punto A. Supóngase que se idealiza la distribución de la curvatura inelástica, como se muestra en la figura 3-20*c*; el cociente μ de la deformación última Δ_u entre la deflexión en la primera fluencia Δ_y, se obtiene como sigue (Park and Paulay, 1980):

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \left(\frac{\phi_u}{\phi_y} - 1\right)\frac{3\ell_p(\ell - 0.5\ell_p)}{\ell^2} \tag{3-15}$$

donde ℓ = la longitud del voladizo y ℓ_p = la longitud de la zona plástica. La ecuación (3-15) indica que la ductilidad μ del miembro disminuye al decrecer ℓ_p/ℓ para un valor dado de la ductilidad de curvatura. En otras palabras, se necesita una mayor ductilidad de curvatura para garantizar una adecuada ductilidad μ del miembro, al disminuir ℓ_p/ℓ. Se ha propuesto una fórmula empírica para el cálculo de ℓ_p, en la forma siguiente (Corley, 1966; Mattock, 1967):

$$\ell_p = 0.5d + 0.05Z \tag{3-16}$$

donde d = el peralte efectivo del miembro y Z = la distancia de la sección crítica al punto de inflexión. Por ejemplo, si se supone que ℓ/d es

igual a 5 en la figura 3-20, ℓ_p/ℓ resulta 0.15 de la ecuación (3-16). Entonces, si se requiere que $\Delta_u/\Delta_y = 4$, sustituyendo $\Delta_u/\Delta_y = 4$ y $\ell_p/\ell = 0.15$ en la ecuación (3-15), se llega a $\phi_u/\phi_y = 8.2$. El valor requerido de la ductilidad de curvatura es, por consiguiente, relativamente grande.

3.3.3.7 Cálculo de las curvas de histéresis Las curvas teóricas carga-deflexión para los miembros cargados cíclicamente, como se presenta en la figura 3-14, se pueden obtener con precisión con el método paso a paso basándose en las relaciones momento-curvatura para las secciones transversales. Es conveniente dividir un miembro en cierto número de elementos longitudinales y suponer el momento uniforme a lo largo de cada elemento.

Considérese un voladizo sujeto a una fuerza axial constante y a una carga transversal cíclica en el extremo libre, como un ejemplo para describir el procedimiento de cálculo. Primero, se establece un valor de prueba del momento flexionante en el primer elemento en el extremo empotrado, y en seguida se calcula la curvatura en este elemento, mediante el procedimiento que se describe más adelante.

Al integrar la curvatura a lo largo del elemento longitudinal con condiciones de frontera en el extremo empotrado, se calculan el ángulo de rotación y la deflexión en el extremo del primer elemento; en consecuencia, se determina el momento para el siguiente elemento, a partir del equilibrio del primer elemento, incluyendo el efecto del momento secundario (momento P-Δ).

La repetición de este procedimiento hasta el extremo libre lleva a una configuración de la deflexión con una distribución del momento flexionante que posiblemente no satisfaga la condición de momento nulo en el extremo libre. Una vez que ésta se ha satisfecho, se calcula la carga transversal del equilibrio en conjunto del voladizo. Debe hacerse notar que este método para determinar la relación carga-deflexión contiene un cierto error, ya que no se tomó en cuenta el efecto de la deformación de cortante.

El procedimiento para calcular las deflexiones que se explicó antes, implica el cálculo de la relación momento-curvatura. El método más conveniente para determinar las fuerzas internas es sumar los esfuerzos que actúan en los diversos elementos horizontales en que se ha dividido la sección, como se muestra en la figura 3-21. El procedimiento para determinar la curvatura para un nivel dado del momento externo es el siguiente. Una vez que se tienen los valores de prueba para la deformación unitaria de la fibra externa ϵ_{cm} del concreto en compresión y se ha dado el coeficiente k del eje neutro, se determinan la curvatura ϕ y la deformación unitaria ϵ_i en cada elemento, como se muestra en la figura 3-21. El esfuerzo f_i en cada elemento se puede establecer a partir de los modelos prescritos de las relaciones esfuerzo-deformación, como los que se ilustran en las figuras 3-3 y 3-6, y consecuentemente, la fuerza axial interna y el momento flexionante se calculan sumando los esfuerzos que actúan en los elementos discretos. Si éstos no son iguales a la fuerza axial externa y al momento flexionante, respectivamente, se deben ajustar los valores de prueba de ϵ_{cm} y k hasta que se satisfaga el equilibrio entre las fuerzas internas y externas.

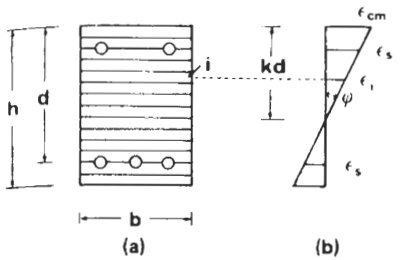


Figura 3-21 Elementos discretos en una sección transversal. (*a*) Sección transversal. (*b*) Distribución de deformaciones.

3.3.4 Comportamiento cortante de los miembros

3.3.4.1 Relaciones carga-deformación La figura 3-22 presenta la relación entre la fuerza cortante V y la rotación de la cuerda R para los miembros de concreto reforzado sujetos a una carga axial N y el momento flexionante antisimétrico M con cortante, donde se mantiene constante a la fuerza axial e igual a 0 o 30% de la resistencia última de

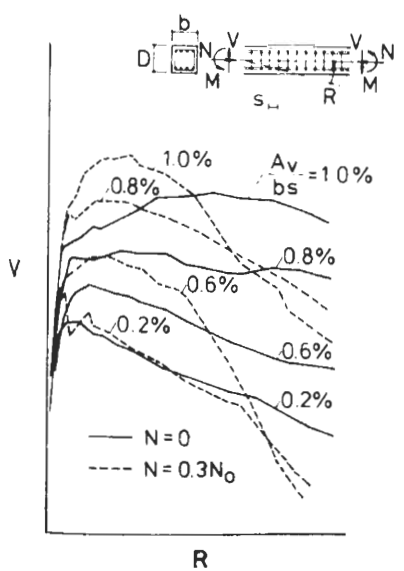


Figura 3-22 Relaciones de carga-deformación en vigas-columna que fallan en cortante. [*Tomado de M. Wakabayashi, K. Minami y otros, Some tests on elastic-plastic behavior of reinforced concrete frames with emphasis on shear failure ot columns.* Annuals: Disaster Prevention Res. Inst., *Kyoto University, no. 17-B, 171 – 189 (1974; en japonés)*].

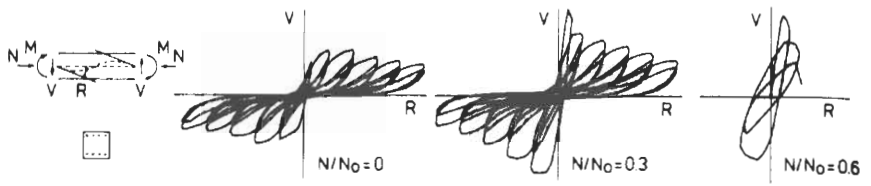


Figura 3-23 Relaciones entre la fuerza cortante y el ángulo de rotación en vigas-columna que fallan en cortante bajo una carga axial constante y momentos flexionantes antisimétricos repetidos alternadamente. [*Tomado de M. Wakabayashi y K. Minami, Experimental studies on hysteretic characteristics of steel reinforced concrete columns and frames,* Proc. Int. Symp. Earthquake Eng., *University of Missouri–Rolla, St. Louis,* **1**,467–480 (1976)].

una columna cargada céntricamente (Wakabayashi, Minami, et al, 1974). En esta figura, s designa la separación del refuerzo para cortante, A_v el área del refuerzo para cortante que se encuentra dentro de una distancia s, y b y h el ancho y el peralte de la sección, respectivamente. Se observa que la ductilidad aumenta al incrementarse el valor de A_v/bs, y la falla por cortante se hace más frágil al incrementarse el valor de la fuerza axial.

En la figura 3-23 se indica el comportamiento de los miembros que fallan por cortante cuando están sujetos a una fuerza axial y un momento flexionante y cortante repetidos. (Wakabayashi y Minami, 1976). La comparación con el comportamiento a flexión de los miembros que se muestran en la figura 3-14 resalta las siguientes características de los miembros que fallan por cortante:

1. El deterioro de la resistencia después de la máxima capacidad para soportar carga es drástico y la ductilidad pequeña.
2. Los lazos de histéresis muestran una forma oprimida y la capacidad para disipar energía es pequeña.
3. La degradación de la resistencia debida a la repetición de la carga es severa.

3.3.4.2 Miembros de concreto reforzados diagonalmente Las vigas peraltadas, como las acopladas para los muros de cortante, frecuentemente fallan por cortante, y aunque se aumenten los estribos, su comportamiento no mejora mucho. Las investigaciones en Nueva Zelandia han proporcionado un método para mejorar la ductilidad de dichas vigas peraltadas mediante refuerzo en diagonal, como ya se ha aplicado en la práctica (Park y Paulay, 1975). También el autor ha utilizado el refuerzo diagonal en las viga columnas y las ha ensayado (Minami

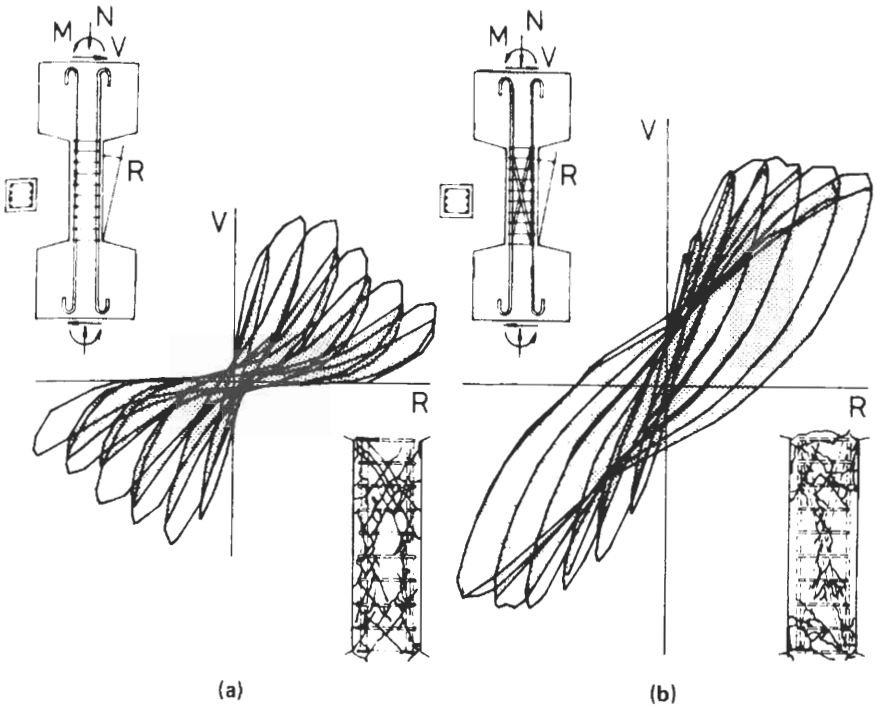


Figura 3-24 Relaciones entre momento y ángulo de rotación en vigas-columna con refuerzo diagonal o paralelo sometidas a fuerza axial constante y a momentos flexionantes con cortante repetidos alternadamente. (*a*) Columna con refuerzo paralelo. (*b*) Columna con refuerzo diagonal. [*Tomado de M. Wakabayashi y K. Minami, Seismic resistance of diagonally reinforced concrete columns,* Proc. Seventh World Conf. Earthquake Eng., *Estanbul,* **6**,215–222 (1980)].

Wakabayashi, 1980; Wakabayashi y Minami, 1980*a*). La figura 3-24 compara el comportamiento histerético de las viga columnas con refuerzo paralelo y en diagonal. El contenido de refuerzo se mantiene igual para ambos miembros. Las viga columnas con refuerzo en diagonal muestran características muy ventajosas:

1. Gran resistencia al cortante
2. Gran ductilidad
3. Gran capacidad de disipación de energía
4. Degradación gradual
5. Falla por flexión

En la práctica del diseño puede resultar realista el uso combinado de refuerzo paralelo y en diagonal. En la figura 3-25 están las curvas de

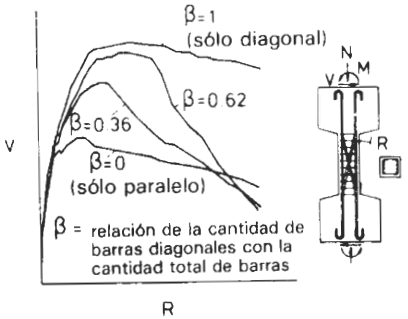


Figura 3-25 Efecto de la cantidad de refuerzo diagonal en las relaciones de carga-deformación de viga-columnas. [*Tomado de M. Wakabayashi, K. Minami y otros, Effectiveness of diagonal reinforcement applied to reinforced concrete columns subjected to shear force,* Proc. Third Ann. Conv. Japan Concr, Inst., *445–448 (1981; en japonés)*].

carga monotónica-deformación para diversos valores del cociente de los contenidos de refuerzo diagonal y total. Está claro que el refuerzo diagonal mejora la ductilidad y la resistencia al cortante (Wakabayashi, Minami y otros, 1981). Deberá observarse una tendencia similar en los miembros bajo una carga repetida alternadamente.

3.3.4.3 Resistencia al cortante La resistencia al cortante de los miembros de concreto reforzado la suministran principalmente dos mecanismos; la acción de armadura, y la acción de arco, como se muestra en la figura 3-26 (Bresler y MacGregor, 1967).

El mecanismo de armadura para resistir flexión y cortante es un concepto antiguo. La zona de compresión del concreto y el refuerzo de tensión forman las cuerdas superior e inferior de la armadura análoga, en tanto que el alma consiste en los estribos que actúan como miembros verticales a tensión y los puntales de concreto actúan como miembros diagonales a compresión (véase la Fig. 3-26*a*). La fuerza de compresión de un puntal diagonal de concreto se pone en equilibrio con la fuerza de

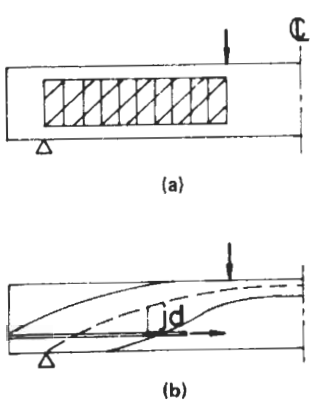


Figura 3-26 Mecanismos de resistencia al cortante. (*a*) Mecanismo de armadura. (*b*) Mecanismo de arco.

tensión lograda mediante la adherencia en la cuerda inferior del miembro, en tanto que solamente los estribos soportan la fuerza cortante. La resistencia a cortante del miembro es así la más pequeña en valor y está limitada por: la resistencia de los estribos, la resistencia a la adherencia y la resistencia a la compresión de los puntales de concreto.

En el concepto del mecanismo de arco, se hace caso omiso de la acción de la adherencia, y se considera que la línea de acción del empuje horizontal varía a lo largo del miembro, como aparece en la figura 3-26*b*. El cortante se resiste mediante la acción de arco en el concreto y el estado de falla última se alcanza al aplastarse el concreto.

El mecanismo de falla de un miembro de concreto reforzado sujeto a carga axial, momento flexionante y cortante, es complejo, sin que se haya desarrollado todavía una fórmula de resistencia aceptada ampliamente. Sin embargo, se puede calcular con una precisión razonable, mediante un enfoque teórico, la resistencia última de un miembro sujeto a cargas combinadas. En dicho enfoque se supone que la resistencia última del miembro (Fig. 3-27*a*) es simplemente la suma de la resistencia suministrada por el mecanismo de armadura en la figura 3-27*b* y el mecanismo de arco de la figura 3-27*c* (Minami y Wakabayashi, 1981). El ancho de la sección de concreto para cada mecanismo se determina de manera que se obtenga una resistencia última máxima del miembro.

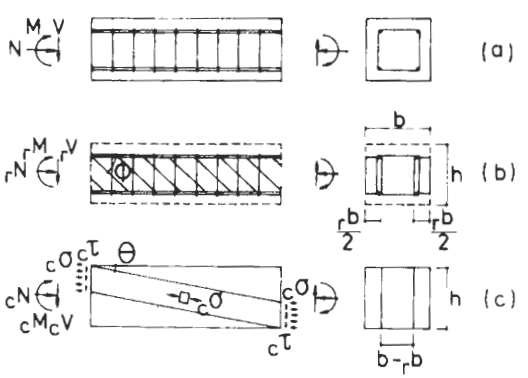


Figura 3-27 Mecanismos de resistencia en un miembro de concreto reforzado. (*a*) Miembro. (*b*) Mecanismo de armadura. (*c*) Mecanismo de arco. [*Tomado de K. Minami y M. Wakabayashi, Rational analysis of shear in reinforced concrete columns, IABSE Colloquium, Delft, 1981,* Advanced Mechanics of Reinforced Concrete: Final Report, *International Association of Bridge and Structural Engineering, Delft, Netherlands, 603–614 (1981)*].

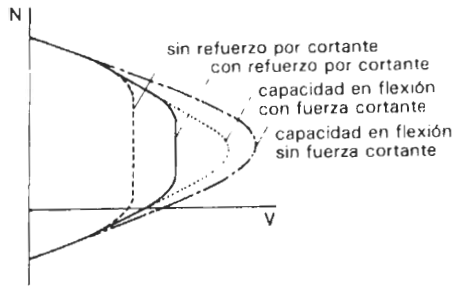


Figura 3-28 Resistencia al cortante de vigas-columna de concreto reforzado. [*Tomado de K. Minami y M. Wakabayashi, Rational analysis of shear in reinforced concrete columns, IABSE Colloquium, Delft, 1981,* Advanced Mechanics of Reinforced Concrete: Final Report, *International Association of Bridge and Structural Engineering, Delft, Netherlands, 603-614 (1981)*].

Este enfoque, cuando se aplica a un miembro de una longitud dada, produce los resultados que se muestran en la figura 3-28 en forma de un diagrama de interacción de resistencias en el que se traza la fuerza axial N contra la fuerza cortante V. Las líneas sólida e interrumpida indican la resistencia del miembro, con y sin estribos, respectivamente. La línea de puntos y rayas se obtiene de la curva de interacción de resistencias del momento versus la fuerza axial para la sección transversal en la que se desprecia el efecto del cortante. La línea punteada indica la resistencia de un miembro en el que el contenido de estribos es lo suficiente grande para asegurar que la falla de flexión al fluir el refuerzo longitudinal tenga lugar antes de la falla de cortante. Debe hacerse notar que el efecto del cortante reduce la resistencia aun cuando el contenido de estribos sea lo suficiente para hacer que el miembro falle en flexión y que la resistencia al cortante se afecte por la intensidad de la fuerza axial.

La resistencia al cortante de un miembro en el que se usan simultáneamente refuerzo en diagonal y paralelo, como se muestra en la figura 3-25, se calcula como la suma de la resistencia de un miembro con refuerzo paralelo y la resistencia de una armadura que contiene el refuerzo diagonal. La figura 3-29 indica las curvas de interacción para

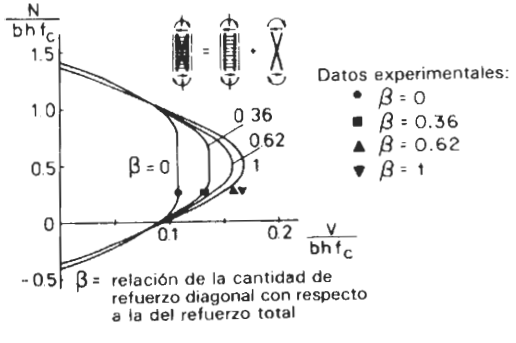


Figura 3-29 Resistencia de cortante de vigas-columna con refuerzo diagonal. [*Tomado de M. Wakabayashi, K. Minami y otros, Effectiveness of diagonal reinforcement applied to reinforced concrete columns subjected to shear force,* Proc. Third Ann. Conv. Japan Concr. Inst., *445–448 (1981; en japonés)*].

dichos miembros, junto con datos experimentales. Las resistencias obtenidas en forma teórica concuerdan bien con los resultados experimentales. Nótese que el incremento en la resistencia debido al refuerzo diagonal es más patente en las viga columnas que en las vigas.

Para el propósito del proporcionamiento de la sección transversal, muy frecuentemente se utilizan fórmulas empíricas de resistencia en vez de un enfoque teórico como el que se explicó. El reglamento ACI recomienda una fórmula empírica que obtiene la resistencia al cortante de la suma de las resistencias suministradas por el concreto V_c al inicio del agrietamiento, más la suministrada por el refuerzo de cortante V_s (ACI Committee 318, 1983*a*), esto es,

$$V_u = V_c + V_s \tag{3-17}$$

La resistencia al cortante suministrada por el concreto se escribe

$$V_c = v_c b_w d \tag{3-18}$$

donde v_c = el esfuerzo nominal de cortante en el concreto en el agrietamiento, b_w = el ancho del alma y d = el peralte efectivo del miembro. El valor de v_c varía de acuerdo con la relación de la fuerza cortante al momento flexionante, y el reglamento ACI recomienda diversas fórmulas empíricas para v_c que se expresan en términos de esta relación, junto con las fórmulas más sencillas que se muestran abajo:

$$v_c = 0.17\sqrt{f'_c} \qquad \text{MPa} \tag{3-19}$$

para los miembros sin fuerza axial

$$v_c = 0.17\left(1 + 0.073\,\frac{N_u}{A_g}\right)\sqrt{f'_c} \qquad \text{MPa} \tag{3-20}$$

para miembros sujetos a compresión, y

$$v_c = 0.17\left(1 + 0.29\,\frac{N_u}{A_g}\right)\sqrt{f'_c} \qquad \text{MPa} \tag{3-21}$$

para miembros sujetos a tensión.

En estas expresiones, N_u = la fuerza axial, que se toma positiva para compresión, A_g = el área total de la sección y f'_c se expresa en megapascales. La resistencia de cortante que proporciona el refuerzo para cortante en forma de estribos o anillos cerrados está dada por:

$$V_s = A_v f_y d/s \tag{3-22}$$

donde A_v = el área del refuerzo para cortante dentro de una distancia s, s = la separación del refuerzo para cortante y f_y = el esfuerzo de fluencia del refuerzo de acero. Entonces, la ecuación (3-17) se transforma en

$$V_u = v_c b_w d + A_v f_y d/s \tag{3-23}$$

El ACI especifica el valor máximo de V_s como $0.66\sqrt{f'_c} b_w d$(MPa), puesto que el valor de V_u obtenido de la ecuación (3-23) resulta de otra forma excesivo si A_v es muy grande (ACI Committee 318, 1983*a*).

Para un miembro con refuerzo diagonal y paralelo,

$$V_u = v_c b_w d + A_v f_y d/s + 2A_{sd} f_y \operatorname{sen}\theta \tag{3-24}$$

donde A_{sd} = el área del refuerzo diagonal en tensión, que se supone igual al de compresión; y θ = el ángulo entre el refuerzo diagonal y el eje longitudinal del miembro. Nótese que la ecuación (3-24) se obtiene al sumar la resistencia al cortante de una armadura análoga que consiste en el refuerzo diagonal, $2A_{sd} f_y \operatorname{sen}\theta$, a la resistencia al cortante de un miembro con refuerzo paralelo, que está dada por la ecuación (3-23).

3.3.5 Muros de cortante

3.3.5.1 Muros de cortante robustos Cuando se aplica el cortante a un muro sin marco o rodeado por un marco débil, como se muestra en la figura 3-30*a*, la relación carga-deformación para el muro es como indica la figura 3-30*b*. La capacidad de un muro que tiene un refuerzo inadecuado o ningún refuerzo, se reduce después de ocurrir el agrietamiento y la curva se prolonga hacia abajo hasta el punto *A*. Por otra parte, si el contenido de refuerzo es adecuado, la curva se prolonga hacia arriba hasta el punto *B*, dado que el refuerzo de tensión tiende a evitar la rotación libre de los puntales diagonales del concreto y la expansión del muro, como se muestra en la figura 3-30*a*.

La resistencia al cortante V_c de un muro robusto cuando ocurre el agrietamiento diagonal, se obtiene como sigue (Tall Building Committee 21D, 1979):

$$V_c = 0.1 t \ell f'_c \tag{3-25}$$

donte t y ℓ = el espesor y la longitud horizontal del muro, respectivamente; y f'_c = la resistencia a la compresión del concreto. La resistencia al cortante en el estado último V_w, únicamente la suministra el refuerzo del muro

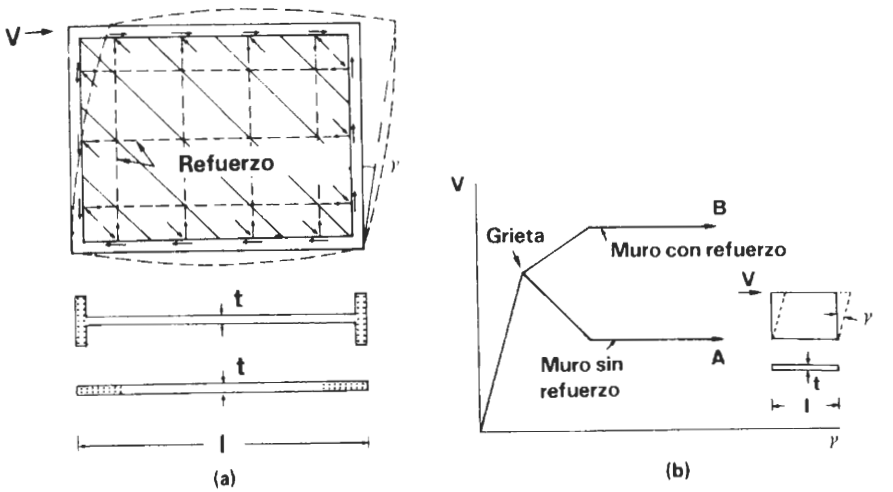


Figura 3-30 Grietas diagonales y relaciones de carga-deformación en un muro de cortante. (*a*) Grietas diagonales y efecto del refuerzo del muro. (*b*) Relación idealizada de carga-deformación en un muro de cortante.

y está dada por

$$V_w = \rho_w t \ell f_y \leqq 0.18 t \ell f'_c \tag{3-26}$$

donde ρ_w = el porcentaje del contenido de refuerzo horizontal, que se supone igual al vertical; y f_y = el esfuerzo de fluencia del refuerzo del muro. El término $0.18t\ell f'_c$ que se dedujo empíricamente, indica que la resistencia al cortante del muro la controla la resistencia al aplastamiento del puntal diagonal de concreto, cuando el contenido de refuerzo del muro es grande.

Si el marco que lo rodea es lo suficientemente fuerte para soportar las fuerzas transmitidas por los puntales diagonales de concreto, el muro confinado será capaz de resistir la carga de cortante hasta que tenga lugar la falla por deslizamiento con el aplastamiento del puntal de concreto, como se muestra en la figura 3-31*a*, aun cuando no se haya reforzado el muro. En este caso, la resistencia última al cortante en el muro se obtiene entonces con

$$V_u = 0.18 t \ell f'_c \tag{3-27}$$

Sin embargo, normalmente el marco confinante no es tan fuerte, y la resistencia del muro depende del contenido de refuerzo en el mismo. La resistencia última al cortante V_u del muro de cortante confinado se obtiene de la suma de la resistencia del muro más la de las columnas:

$$V_u = V_w + \Sigma V_{c\ell} \tag{3-28}$$

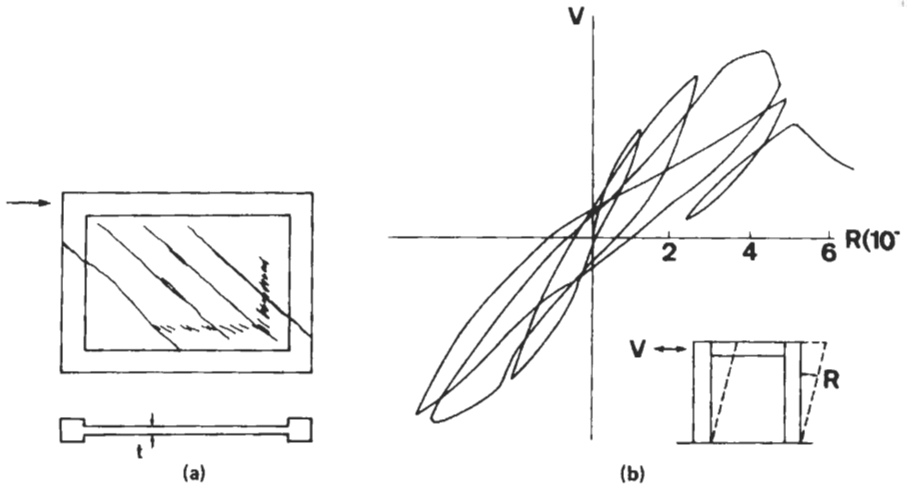


Figura 3-31 Relaciones carga-deformación de un muro confinado. (*a*) Modo de falla. (*b*) Curva de histéresis.

donde V_u está dado por la ecuación (3-26) y V_{cl} = la resistencia al cortante de una sola de las columnas. La figura 3-31 muestra el modo de falla y el comportamiento histerético de dicho muro confinado. Es de observarse que la rigidez se reduce gradualmente después de la aparición del agrietamiento, y se obtiene la resistencia máxima cuando el ángulo del desplazamiento lateral del entrepiso es alrededor de 0.004 radianes. Se han llevado a cabo varios intentos para mejorar el comportamiento frágil y aumentar la ductilidad del muro confinado (véase la Sec. 3.5.5).

3.3.5.2 Muros de cortante en voladizo El muro de cortante en voladizo se comporta en forma similar a una viga columna aislada de concreto reforzado y muestra varios modos de falla que se ilustran en la figura 3-32 (Park y Paulay, 1980).

Falla debida al momento de volteo. La resistencia a flexión M_u de un muro de cortante rectangular sujeto a una fuerza axial, como se muestra en la figura 3-32*a*, se determina aproximadamente como sigue (Cárdenas, Hanson, y cols., 1973):

$$M_u = 0.5A_s f_y \ell_w \left(1 + \frac{N_u}{A_s f_y}\right)\left(1 - \frac{c}{\ell_w}\right) \qquad (3\text{-}29)$$

donde $$\frac{c}{\ell_w} = \frac{q + \alpha}{2q + 0.85\beta_1}$$

$$q = \frac{A_s f_y}{\ell_w h f_c'}$$

$$\alpha = \frac{N_u}{\ell_w h f_c'}$$

A_s = área total del refuerzo vertical del muro
f_y = esfuerzo de fluencia del refuerzo del muro
N_u = fuerza axial de compresión
ℓ_w = longitud horizontal del muro
c = distancia de la fibra exterior en compresión al eje neutro
h = espesor del muro de cortante
f_c' = resistencia especificada a la compresión del concreto
β_1 = 0.85 para una resistencia f_c' hasta de 27.6 MPa y que se disminuye en forma continua a una tasa de 0.05 por cada 6.89 MPa de resistencia superior a 27.6 MPa

Normalmente la fuerza axial en el muro debida a la carga vertical es menor que el valor para la condición de falla balanceada; por lo tanto, el acero de tensión fluye en el estado de falla última y, como se muestra en la figura 3-33 (Fiorato, Oesterle y Carpenter, 1976), puede esperarse una gran ductilidad y capacidad de disipación de energía. Sin embargo, si la fuerza axial llega a ser grande, el eje neutro se aproxima al lado de tensión (Fig. 3-34), dando lugar a una gran deformación unitaria en la fibra exterior en el concreto a compresión y a una

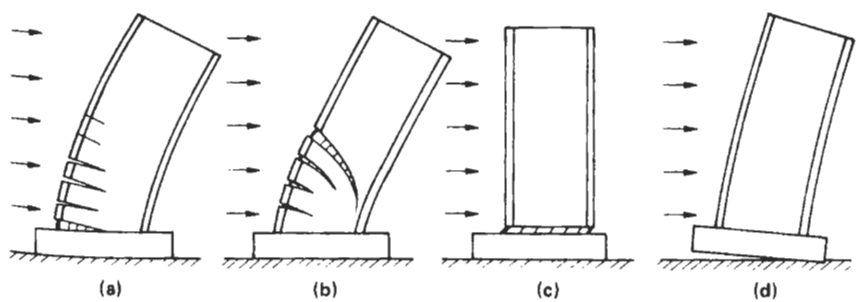


Figura 3-32 Modos de falla de un muro de cortante en voladizo. (*a*) Falla de flexión. (*b*) Falla de cortante. (*c*) Falla por deslizamiento. (*d*) Rotación de la cimentación. [*Tomado de R. Park y T. Paulay, Concrete structures, en E. Rosenbleuth (ed.),* Design of Earthquake Resistant Structures, *Pentech Press, Londres, 1980, pp.. 142–194*].

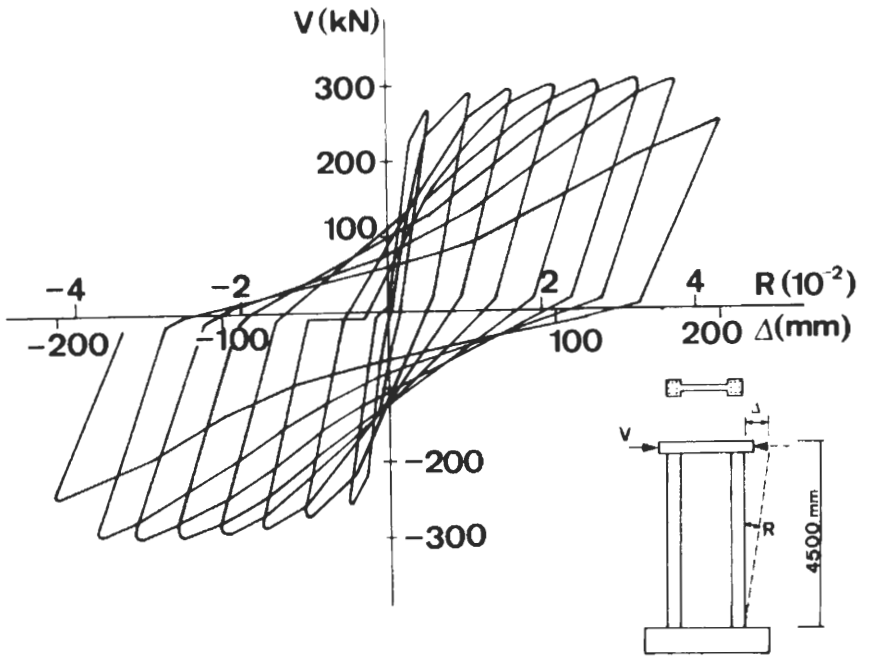


Figura 3-33 Relación de carga-deflexión en un muro de cortante en voladizo que falla en flexión. *[Tomado de A. E. Fiorato, R. G. Oesterle, Jr. y J. E. Carpenter, Reversing load tests of five isolated structural walls,* Proc. Int. Symp. Earthquake Struct. Eng., *University of Missouri-Rolla, St. Louis, 437–453 (1976)].*

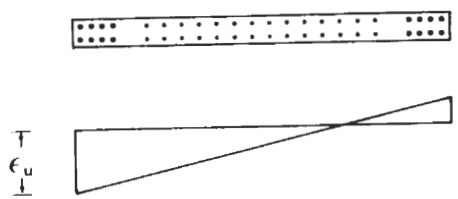


Figura 3-34 Distribución de las deformaciones en un muro de cortante.

menor ductilidad. La ductilidad se garantiza al confinar el concreto en la zona de compresión en la base del muro. La situación es de menor importancia para muros de cortante con patines en los extremos.

Falla de cortante. Un muro de cortante con una relación de aspecto pequeña está propenso a fallar por cortante, con un agrietamiento en diagonal como se muestra en la figura 3-32*b*. La falla por tensión diagonal ocurre si el contenido de refuerzo horizontal es pequeño, mientras que la falla de compresión diagonal se presenta si el refuerzo es adecuado. El concreto y el refuerzo horizontal suministran la resistencia al cortante, como en la ecuación (3-17), para la viga columna. Sin embargo, la resistencia al cortante aportada por el concreto en la vecindad de una articulación plástica que se forma debida a la flexión, se deteriora con las repeticiones de carga y, por consiguiente, es mejor ignorar la resistencia al cortante del concreto (Park y Paulay, 1980).

La resistencia al cortante del muro aumenta al reducirse la relación de aspecto. Esta característica se toma en cuenta en las ecuaciones del reglamento ACI. Sin embargo, éste también permite ignorar este efecto. Para calcular la resistencia al cortante del muro, también se pueden utilizar las fórmulas de resistencia al cortante para las viga columnas, esto es, las ecuaciones (3-17) a la (3-21), si se desprecia la fuerza de compresión N_u. La longitud efectiva del muro d se debe tomar igual 0.8 veces la longitud horizontal ℓ_w. La resistencia al cortante total nominal del concreto no se debe tomar mayor a $0.83\sqrt{f'_c}$(MPa), puesto que la falla ocurre debido al aplastamiento del concreto si el contenido del refuerzo para cortante es grande.

El apéndice de ACI 318-83 da la misma ecuación deducida de las ecuaciones (3-19) y (3-23) para la resistencia al cortante de muros.

Falla de cortante deslizante. En el modo de falla de cortante deslizante que se muestra en la figura 3-32*c*, el muro de cortante se mueve en forma horizontal. Para evitar este tipo de falla, es efectivo el refuerzo vertical espaciado uniformemente en el muro, así como el refuerzo diagonal (véase la Sec. 4.6.2.7). La falla de cortante deslizante también ocurre en las juntas de construcción, para las cuales también es efectivo el refuerzo vertical.

Levantamiento en vilo de la cimentación. En la figura 3-35 se muestra la relación histerética carga-deflexión para un muro de cortante de varios pisos en el cual ocurre un levantamiento en vilo de la cimentación, como el que se ilustra en la figura 3-32*d*. Se observa que las curvas de carga y descarga casi siguen la misma trayectoria; por consiguiente, la capacidad de disipación de energía es extremadamente pequeña (Wakabayashi, Minami, y cols., 1978).

3.3.5.3 Muros de cortante con aberturas Con frecuencia, la falla de cortante ocurre en las vigas de conexión de un muro de cortante con aberturas, como aparece en la figura 3-36*a*. Aun cuando se mejora la capacidad de disipación de energía mediante la presencia de una gran cantidad de estribos, no puede esperarse una gran ductilidad. En tal caso, es mucho más efectivo el refuerzo diagonal (Park y Paulay, 1975; Paulay, 1972, 1980). Puede decirse lo mismo de la falla de cortante

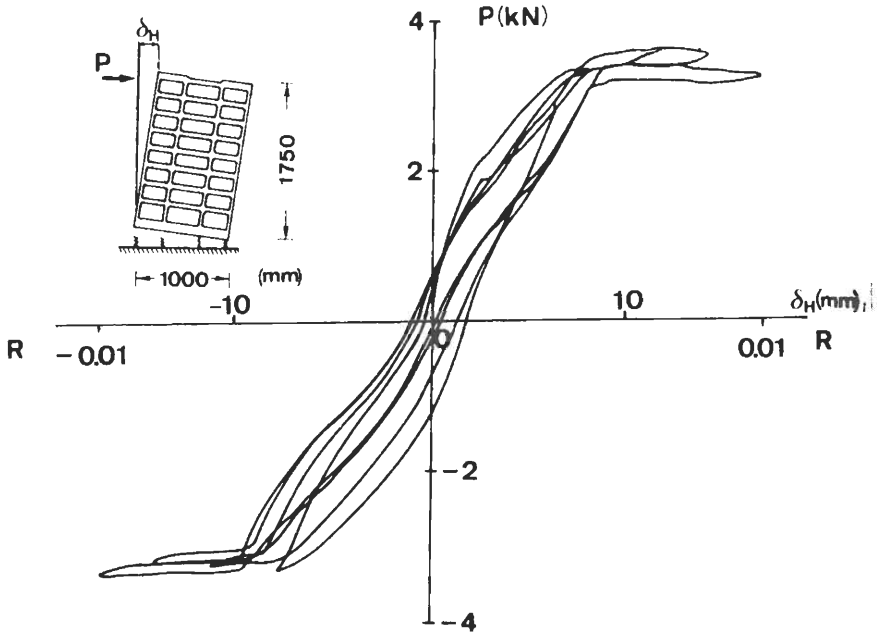


Figura 3-35 Relación de carga-deflexión en un marco con levantamiento de la cimentación. [*Tomado de M. Wakabayashi, K. Minami y otros, Experimental study on the elasto-plastic behavior of reinforced concrete frames with multi-story shear walls,* Proc. Arch. Inst. Japan Ann. Conv., *1467–1460 (1978; en japonés)*].

que se presenta en las columnas del muro, como se muestra en la figura 3-36*b*.

3.3.6 Conexiones

Cuando se aplica una carga horizontal a un marco de concreto reforzado, se sujeta una conexión viga a columna típica a momentos antisimétricos, como se ilustra en la figura 3-37*a*. Se induce un esfuerzo cortante en el bloque de la junta, y se presentan grietas diagonales a un cierto nivel de la carga. Después de presentarse el agrietamiento, el concreto del núcleo actúa como un puntal en compresión diagonal, como se muestra en la figura 3-37*b*, y la carga aumenta aún más. Finalmente, el bloque de concreto se tritura si las resistencias a flexión de las columnas y las vigas adyacentes son lo suficientemente grandes (Corley y Hanson, 1969; Fenwik y Irvine, 1977; Uzumerí, 1977; Paulay, Park y Priestley, 1978; Gavrilovic, Velkov, y cols., 1980; Paulay y Scarpas, 1981; Jirsa, 1981; Jirsa, Meinheit y Woolen, 1975). La figura 3-38 muestra un ejemplo del comportamiento histerético de dicha conexión viga a columna (Wakabayashi, Nakamura y Matsuda, 1977). Se observan las características similares a las de un miembro de concreto reforzado que falla por cortante: poca ductibilidad, poca capacidad de disipación de energía, una severa degradación de la resistencia, etcétera.

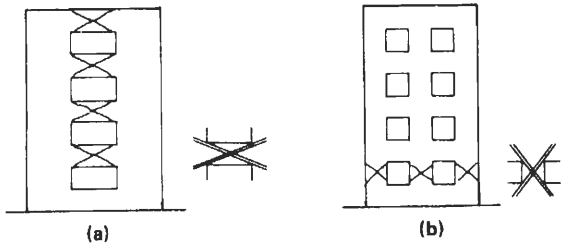


Figura 3-36 Falla por cortante en muros con aberturas y refuerzo diagonal. (*a*) En las vigas de unión. (*b*) En las columnas del muro.

Los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes que actúan alrededor del bloque de la junta se pueden separar en las fuerzas antisimétricas debidas a la carga horizontal y las fuerzas simétricas debidas a la carga vertical. El cortante en el bloque está relacionado con las fuerzas antisimétricas. A la vista de la figura 3-37*c*, la fuerza cortante que actúa en el borde superior del bloque se obtiene como sigue:

$$V_p = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{j_b} - \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2} \tag{3-30}$$

donde j_b = el brazo interno de la viga, M_{b1} y M_{b2} = los momentos flexionantes en los extremos de la viga y V_{c1} y V_{c2} = las fuerzas cortantes en los extremos de la columna. Las fórmulas empíricas propuestas para la resistencia al cortante del bloque, son (Kamimura, 1975)

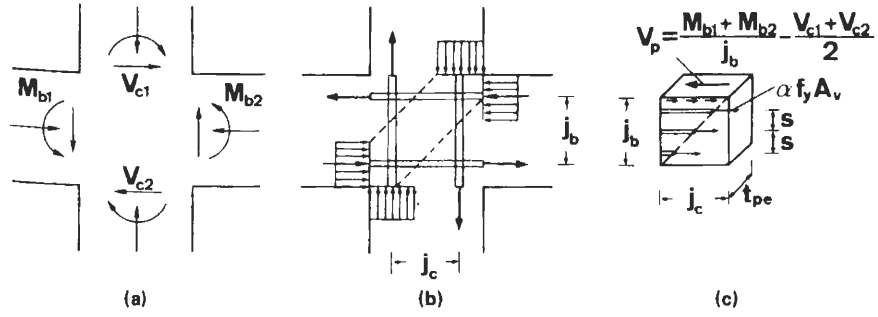


Figura 3-37 Mecanismo resistente en un tablero de conexión. (*a*) Fuerzas. (*b*) Esfuerzos en el tablero. (*c*) Resistencia del tablero.

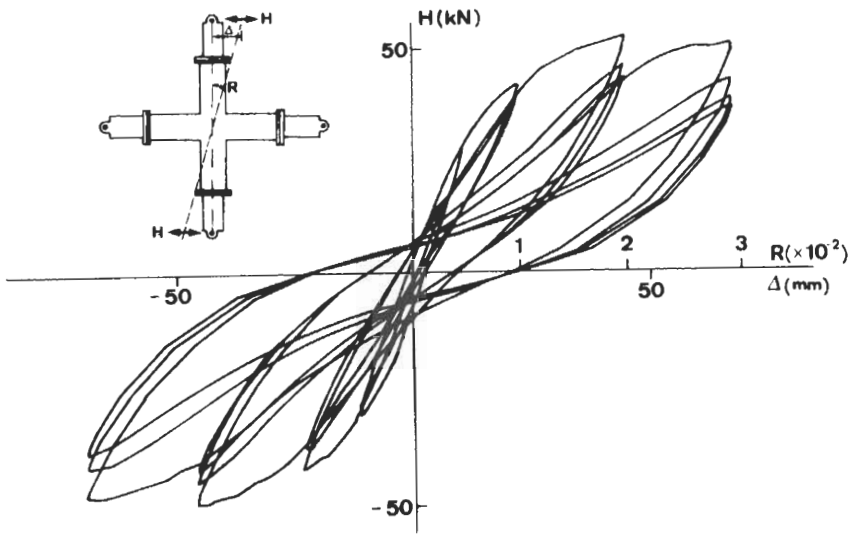


Figura 3-38 Relaciones de carga-deformación en la conexión de una viga con columna. [*Tomado de M. Wakabayashi, T. Nakamura y H. Matsuda, Experimental study on the stress transmission and load carrying capacity of reinforced concrete beam-to-column connections,* Proc. Arch. Inst. Japan Ann. Conv., *1781 – 1782 (1977; en japonés)*].

de donde

$$V_p = v_c t_{pe} j_c + 0.5 f_y A_v j_c / s \tag{3-31}$$

y

$$v_c = \begin{cases} (0.78 - 0.016 f'_c) f'_c & \text{para } f'_c \leqq 23.9 \text{ MPa} \\ 9.3 & f'_c > 23.9 \text{ MPa} \end{cases} \tag{3-32}$$

donde j_c = el brazo interno de la columna, t_{pe} = el espesor efectivo del bloque (que se toma igual al promedio de los anchos de la viga y de la columna), y A_v = el área de los estribos con una separación s. El segundo término del lado derecho de la ecuación (3-31) implica que el esfuerzo en el estribo en el estado último es igual a la mitad del esfuerzo de fluencia del acero. Las ecuaciones mostradas arriba corresponden a una conexión viga a columna en forma de cruz. El valor de v_c para las conexiones en forma de T o de L es menor que el que da la ecuación (3-32) puesto que se dispone de menos miembros para proporcionar las reacciones a la fuerza de compresión sustentada por el puntal de compresión diagonal.

La varilla longitudinal de refuerzo que se extiende a través del bloque de la junta, como se muestra en la figura 3-39*a*, es empujada en un extremo del tablero y jalada por el otro. El esfuerzo de adherencia que actúa alrededor de la varilla resiste el deslizamiento. Si no es suficiente la resistencia de adherencia, tendrá lugar el deslizamiento y se reducirá el esfuerzo de compresión en la varilla; de esta manera, el esfuerzo de

tensión algunas veces se desarrolla en el lado de compresión de la varilla, como se muestra en la figura 3-39*a*. La figura 3-39*b* ilustra una curva de interacción M-N para la sección en que se toma en cuenta el deslizamiento del refuerzo longitudinal. Se observa que la resistencia de una viga columna se reduce por el deslizamiento, mientras que la de la viga no se afecta mucho (Wakabayashi, Nakamura y Matsuda, 1977). Se sabe que el deslizamiento incrementa la deformación y disminuye la capacidad de disipación de energía (Viwathanatepa, Popov y Bertero, 1979).

La resistencia de la conexión de una viga a una columna también depende de los detalles del anclaje. Puesto que el refuerzo inferior en una viga está sujeto a tensión bajo cargas sísmicas, se debe proporcionar suficiente longitud de anclaje al hacer la longitud ℓ casi igual al peralte de la columna h, como se muestra en la figura 3-40. De otro modo, la resistencia a la flexión en el extremo de la viga se reduce para el caso del momento de flexión, provocando tensión en el refuerzo inferior. Si no se puede proporcionar suficiente longitud de anclaje debido a que el peralte h es muy pequeño, resulta efectivo el anclaje en una viga con tacón, como se indica por las líneas punteadas en la figura 3-40 (Park y Paulay, 1975).

3.3.7 Sistemas

Una vez que se obtiene el comportamiento de los componentes estructurales y las juntas, como vigas, viga columnas y conexiones, el comportamiento en conjunto del sistema se puede obtener por integración.

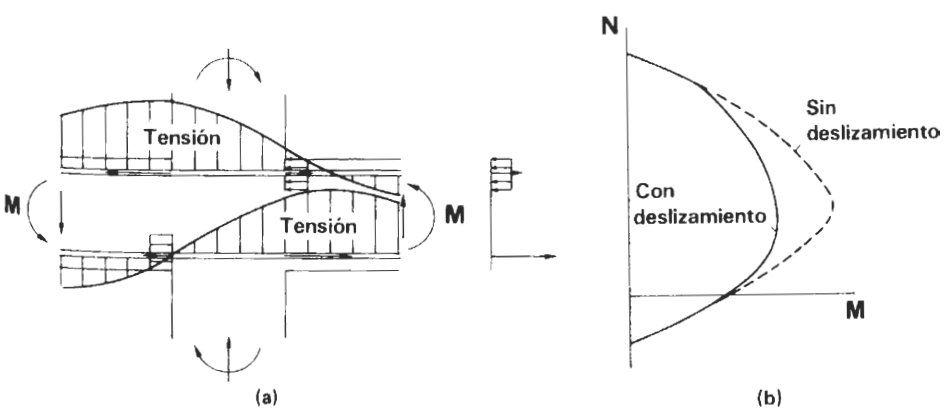


Figura 3-39 Deslizamiento del refuerzo principal en un tablero de conexión. (*a*) Distribución de esfuerzos en el refuerzo. (*b*) Curva de interacción de un miembro. [*Tomado de M. Wakabayashi, T. Nakamura y H. Matsuda, Experimental study on the stress transmission and load carrying capacity of reinforced concrete beam-to-column connections,* Proc. Arch. Inst. Japan Ann. Conv., *1781 – 1782 (1977; en japonés)*].

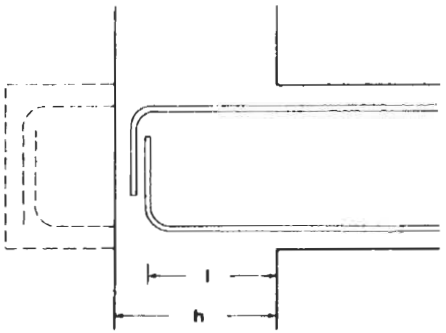


Figura 3-40 Anclaje del refuerzo principal en el corazón de la junta.

Las curvas histeréticas de la deflexión de carga para marcos a escala natural probados bajo una carga horizontal se muestran en la figura 3-41. Mientras las columnas fallan por flexión en el caso *a*, las columnas cortas fallan por cortante en el caso *b*, en que el marco contiene tanto columnas largas como cortas (Aoyama, Sugano y Nakata, 1970).

Un procedimiento para determinar la curva histerética de un marco es el que se indica:

1. Se supone para cada miembro una relación trilineal idealizada entre el momento y la rotación, como se muestra en la figura 3-42.

2. La resistencia última de cada columna se calcula para el tipo apropiado del mecanismo de falla; por ejemplo, la falla de una columna o la de una viga en cada junta, como se ilustra en la figura 3-43 y, para cada entrepiso, se obtiene el cortante en el estado último al sumar todas las fuerzas cortantes soportadas por todas las columnas en el entrepiso.

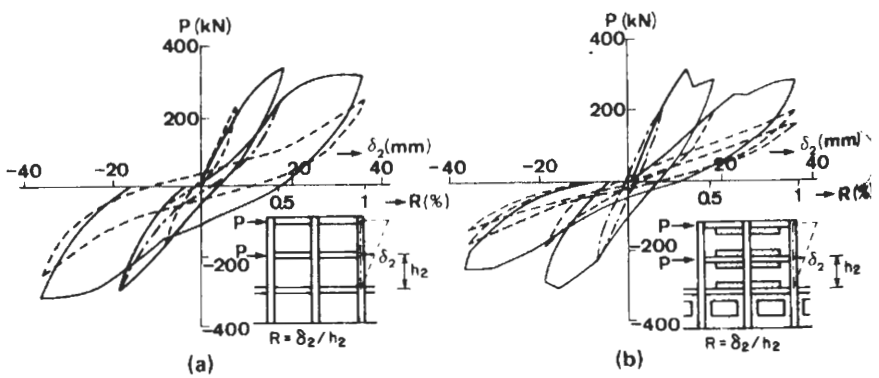


Figura 3-41 Relaciones de carga-deflexión en marcos. (*a*) Marco con falla en flexión. (*b*) Marco con falla en cortante. [*Tomado de H. Aoyama, S. Sugano y S. Nakata, Vibration and static loading tests of Hachinohe Technical College, part 2: Static loading tests*, Trans. Arch. Inst. Japan, *no. 169, 33–41 (1970; en japonés)*].

Figura 3-42 Relación de fuerza-deformación.

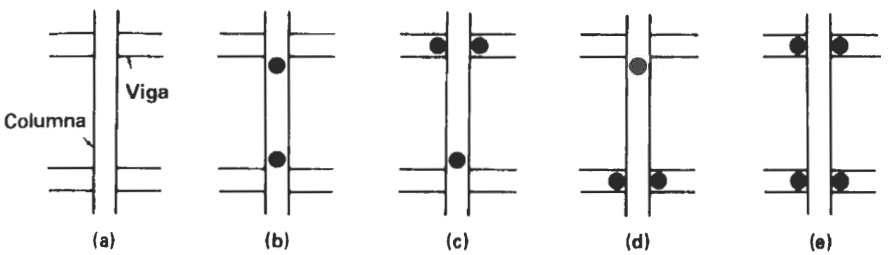


Figura 3-43 Mecanismos de falla. (*a*) Sistema de columna y vigas. (*b*) Fluencia de los extremos de la columna. (*c*) Fluencia en el extremo inferior de la columna. (*d*) Fluencia en el extremo superior de la columna. (*e*) Fluencia en los extremos de las vigas.

3. La rigidez inelástica de todo el sistema se calcula a partir de las rigideces inelásticas de los componentes individuales.

4. La curva esqueletal de un sistema similar al que aparece en la figura 3-42 se desarrolla posteriormente, y las curvas histeréticas se obtienen de esta curva esqueletal a partir de las reglas que se dan en la sección 2.5.1.

En este método de análisis, la curva de deflexión de carga se calcula de un mecanismo de falla, el cual se determina localmente en las juntas. Este método proporciona una buena aproximación del comportamiento de un sistema, en el cual el mecanismo de falla de la columna ocurre realmente; pero el comportamiento de un sistema con un mecanismo de falla de la columna no se puede estimar bien. Se ha propuesto un método mejorado para calcular directamente la rigidez del sistema, a partir de las curvas esqueletales de los componentes (Umemura, Aoyama y Takizawa, 1974). Sin embargo, todavía no hay ningún método disponible para un sistema en que la resistencia de los componentes, ya sea que se deteriore después de que se ha alcanzado la capacidad máxima de carga, o que se degrade debido a la repetición de carga, como en los miembros que fallan por cortante.

3.3.8 Comportamiento de las estructuras de concreto presforzado

3.3.8.1 Comportamiento histerético Siempre que la deformación a la compresión de concreto no haya sido demasiado grande durante el proceso de carga, las grietas desarrolladas en un miembro de concreto presforzado se cierran de nueva cuenta y las deformaciones regresan casi a cero cuando se retira la carga. La curva histerética de la deformación de carga adquiere forma de S y la capacidad de disipación de energía es pequeña, como se muestra en la figura 3-44 (Muguruma, Watanabe y Nagai, 1978); por tanto, la respuesta a la carga sísmica es severa. Por ejemplo, se ha informado que la respuesta dinámica de un marco de concreto presforzado sometido a la componente norte-sur del sismo de El Centro (1940), es tanto como un 130% de la respuesta de un marco ordinario de concreto reforzado diseñado para las mismas condiciones (Park y Paulay, 1980). Desde este punto de vista, las estructuras de concreto presforzado se deben diseñar para cargas amplificadas; además, se deben dotar de una capacidad suficiente de deformación, aun para miembros no estructurales, para permitirles lograr deformaciones grandes.

El uso de las varillas de refuerzo ordinarias junto con el acero de presfuerzo hace que el comportamiento estructural sea similar al de una estructura ordinaria de concreto reforzado, y se mejore la capacidad de resistencia sísmica. El uso de los miembros parcialmente presforzados también es efectivo (Park, 1980). Un marco que consta de vigas de concreto presforzado y columnas de concreto reforzado, se comporta más como un marco de concreto reforzado que como un marco que consta sólo de miembros de concreto presforzados, y una combinación de concreto presforzado y concreto reforzado, así pues, mejora la capacidad de resistencia sísmica. El esfuerzo en un cable no adherido, de presfuerzo, se distribuye uniformemente a lo largo de su longitud; por lo tanto, el cable disipa muy poca energía, y esto no es deseable para la resistencia sísmica.

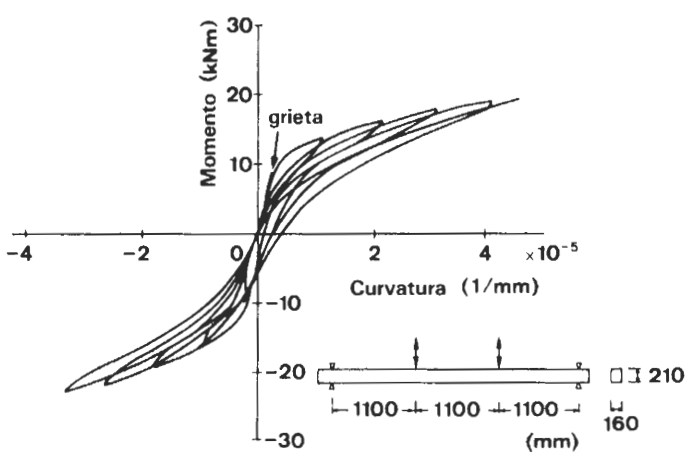


Figura 3-44 Relaciones de momento-curvatura en una viga de concreto presforzado. [*Tomado de H. Muguruma, F. Watanabe y E. Nagai, A study on the hysteretic characteristics of prestressed concrete statically indeterminate rigid frame under repeated horizontal load,* Rep. Kinki Branch Arch. Inst. Japan, *73–76 (1978; en japonés)*].

3.3.8.2 Resistencia El momento último M_u de un miembro de concreto presforzado con acero de presfuerzo adherido, con una sección rectangular o una sección en forma de I con el eje neutro que yace dentro del patín, se obtiene con:

$$M_u = A_{ps} f_{ps} \left(d - \frac{a}{2} \right) \tag{3-33}$$

y

$$a = \frac{A_{ps} f_{ps}}{0.85 f'_c b} \tag{3-34}$$

donde A_{ps} = el área del acero presforzado, d = la distancia de la fibra externa en compresión al centroide del acero presforzado, b = el ancho de la cara de compresión del miembro y f_{ps} = el esfuerzo en el acero presforzado en el estado último. Cuando el presfuerzo efectivo en el acero sea menos a 0.5 veces la resistencia f_{pu} de tensión del acero, el valor de f_{ps} se puede calcular (ACI Committee 318, 1983) como,

$$f_{ps} = f_{pu}(1 - \xi) \tag{3-35}$$

donde ξ = función de A_{ps} y del área del refuerzo no presforzado.

3.3.8.3 Ductilidad La ductilidad de los miembros de concreto presforzado varía con la cantidad y la posición del acero presforzado. Como se muestra en la figura 3-45, para miembros de concreto presforzado en una sola cara, el momento resistente aumenta con el incremento del valor w_p (= $\rho_p f_{ps}/f'_c$); sin embargo, la ductilidad decrece, puesto que la distancia de la fibra del extremo en compresión al eje neutro también se incrementa (Inomata, 1979; Park y Thompson, 1977). La figura 3-46 ilustra una relación entre w_p y el factor de ductilidad μ, que indica que se puede esperar que μ sea al menos 10 si el valor de w_p se limita a menos de 0.2 en el diseño.

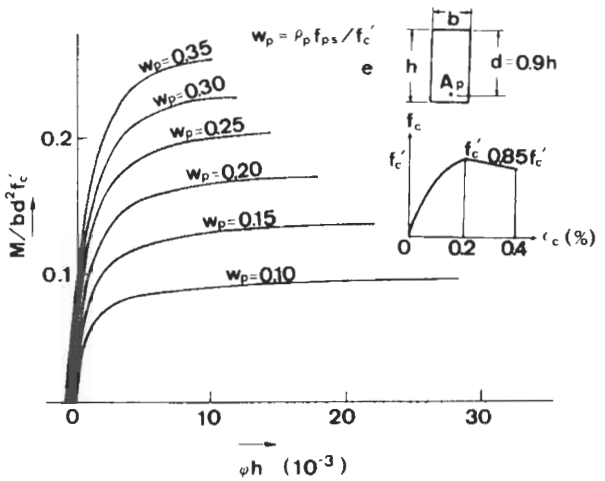


Figura 3-45 Relaciones de momento-curvatura en vigas de concreto presforzado con cantidades diferentes de barras de presfuerzo. [*Tomado de S. Inomata, Background of the FIP specification for aseismic design of prestressed concrete structures,* Prestressed Concr., **21***(4), 62 – 71 (1979; en japonés)*].

Algunas veces, la ductilidad se puede mejorar añadiendo acero de refuerzo para una o ambas caras de una sección presforzada. La ductilidad de un miembro de concreto doblemente presforzado no se afecta por el valor de w_p.

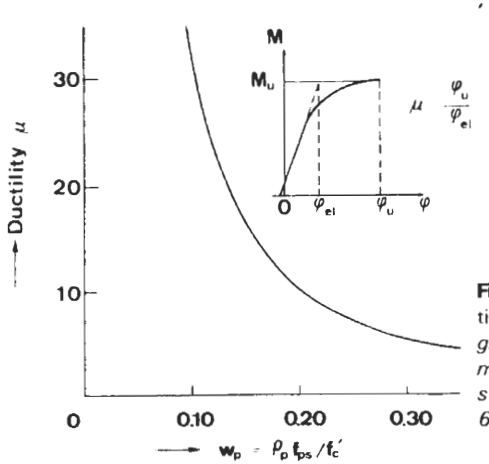


Figura 3-46 Relación entre w_p y la ductilidad. [*Tomado de S. Inomata, Background of the FIP specification for aseismic design of prestressed concrete structures,* Prestressed Concr., **21***(4), 62 – 71 (1979; en japonés)*].

3.3.9 Daño sísmico

Si bien las causas principales de daño sísmico se han descrito y listado en la sección 3.3.1, se dan algunos ejemplos de dicho daño en las siguientes figuras:

Figura 3-47. Ejemplo del factor 3 en la lista de la sección 3.3.1. La falla de cortante se presentó en una columna acortada por la interacción con los muros a media altura. Éste es uno de los modos de falla más frecuentes en las estructuras de concreto reforzado.

Figura 3-48. Falla frágil de una columna de esquina con refuerzo transversal con estribos. Otras columnas presentaron un comportamiento dúctil porque tenían refuerzo espiral (Frazier, Wood y Housner, 1971). Esta estructura también es un ejemplo del factor 7 en la sección 3.3.1; los daños se concentraron en el primer piso debido a que

Figura 3-47 Falla por cortante en una columna corta de un edificio escolar, sismo Tokachi-Oki, Japón, 1968.

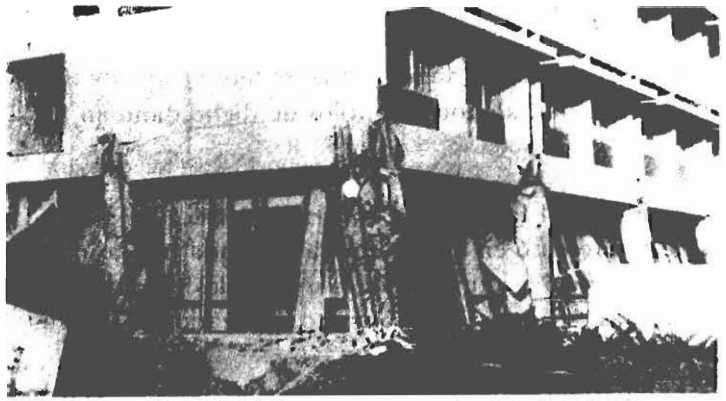


Figura 3-48 Falla de las columnas del hospital Olive View, sismo de San Fernando, California, 1971. [*Tomado de G. A. Frazier, J. H. Wood y G. W. Housner,* Earthquake Damage to Buildings; Engineering Features of the San Fernando Earthquake, *EERL 71-02, Earthquake Eng. Res. Lab., California Institute of Technology, Pasadena, Calif., 1971, pp. 140–298*].

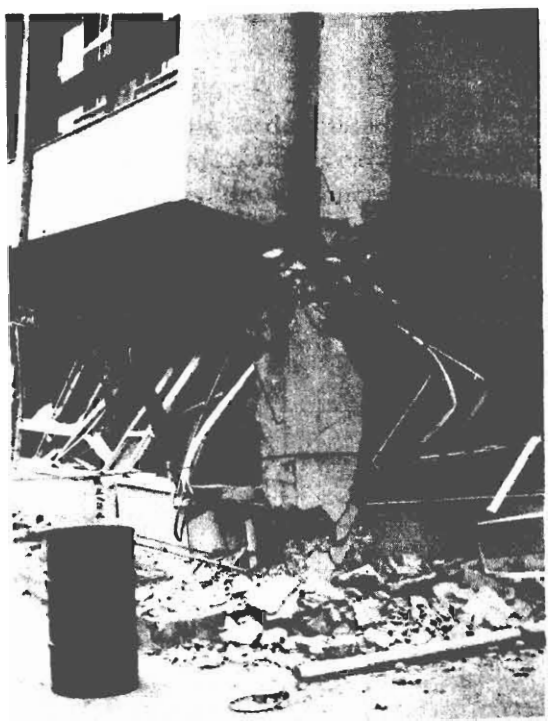


Figura 3-49 Falla en flexión de una columna: acercamiento de la figura 3-51.

su rigidez era demasiado pequeña en comparación con la de los otros pisos.

Figura 3-49. Ejemplo de falla por flexión en ambos extremos de una columna.

Figura 3-50. Este marco contenía columnas cortas, columnas largas y muros de cortante en el mismo piso. A la falla por cortante de las columnas cortas y los muros de cortante siguió la falla en flexión de las columnas largas (AIJ, 1968).

Figura 3-51. Ejemplo del factor 6 en la sección 3.3.1. Las columnas fallaron debido a que la colocación excéntrica de los muros de cortante produjo torsión en el primer piso.

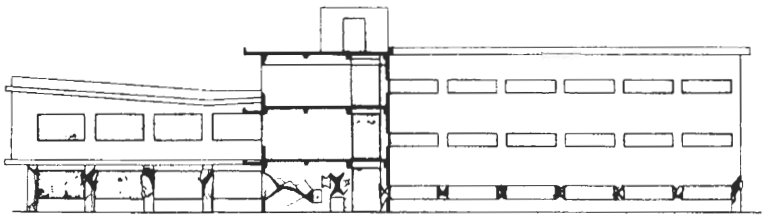


Figura 3-50 Falla de las columnas cortas y los muros de cortante seguida por la falla de las columnas largas en un tecnológico, sismo Tokachi-Oki, Japón, 1968. [*Tomado de AIJ,* Report on the Damage Due to 1968 Tokachi-Oki Earthquake, *Tokio, 1968 (en japonés)*].

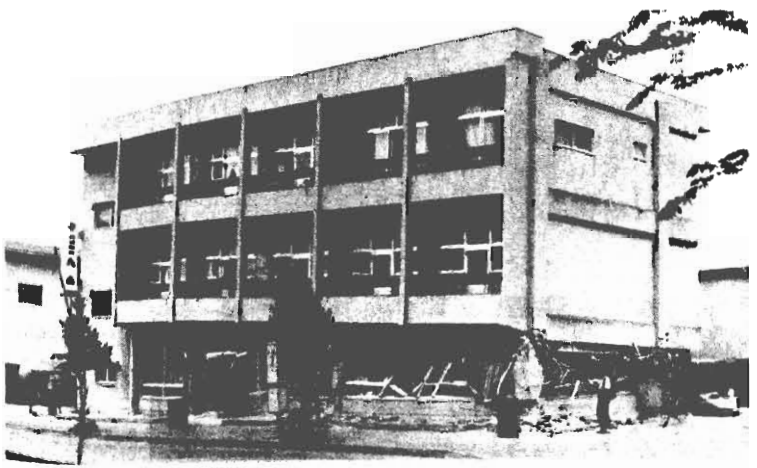


Figura 3-51 Falla de un edificio de oficinas debida a la torsión; sismo Miyagiken-Oki, Japón, 1978.

Figura 3-52. La parte larga del edificio escolar presentó grandes deformaciones debido al efecto de choque en la junta constructiva.

Figura 3-53. Ejemplo del factor 5 en la sección 3.3.1, esto es, falla por cortante de los miembros cortos que limitan las aberturas en el muro.

Figura 3-54. Ejemplo de la falla simultánea por cortante de una columna y un muro de cortante (véase Fig. 3-31*a*).

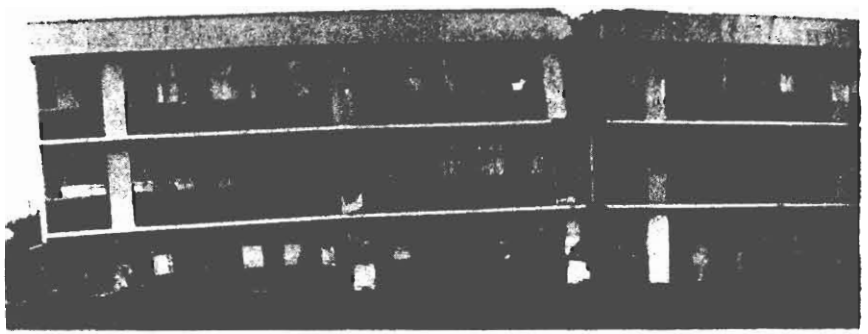


Figura 3-52 Falla del edificio de una escuela secundaria producida por los golpes en la junta de construcción; sismo Tokachi-Oki, Japón, 1968.

Figura 3-53 Falla de muros con aberturas en un edificio de oficinas; sismo Miyagiken-Oki, Japón, 1978.

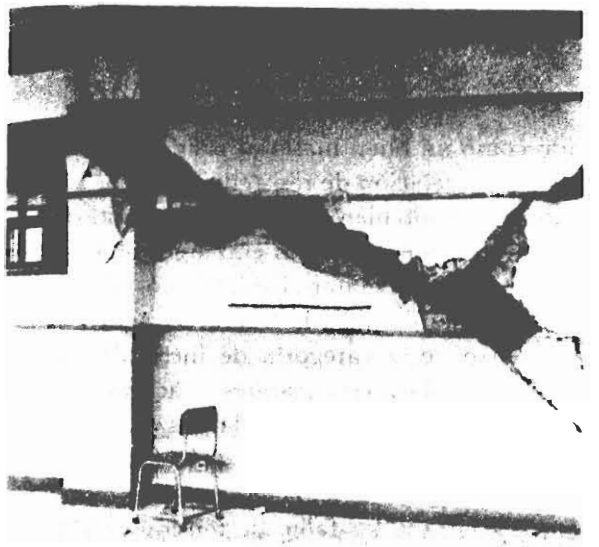


Figura 3-54 Falla de un muro de cortante en un edificio escolar; sismo Miyagiken-Oki, Japón, 1978. [*Tomado de AIJ,* Report on the Damage Due to 1978 Miyagiken-Oki Earthquake, *Tokio, 1980 (en japonés)*].

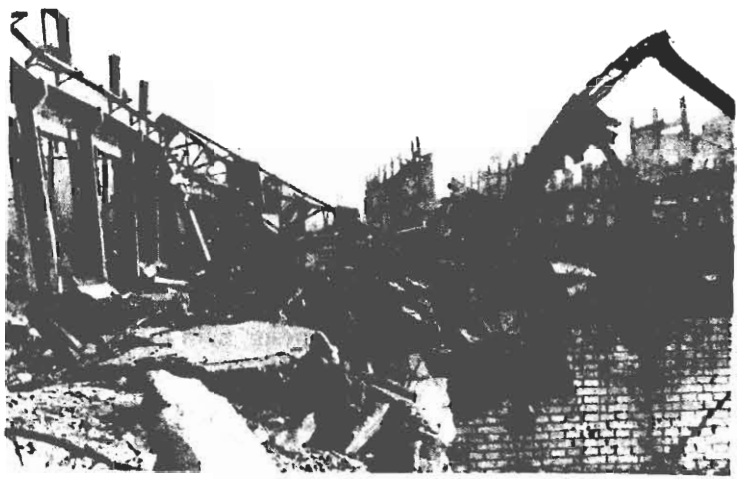


Figura 3-55 Colapso total del edificio de una fábrica hecho de concreto precolado; sismo de Tangshan, China, 1976.

Figura 3-55. Edificio de una fábrica hecho de concreto precolado que presentó un colapso total debido a que la construcción no era monolítica y perdió su integridad.

3.4 Comportamiento de las estructuras de acero

3.4.1 Introducción

El acero se ha considerado como un buen material resistente a los sismos por su alta ductilidad y gran relación de resistencia a peso. Las estructuras de acero se han desempeñado bien en los sismos ocurridos en el pasado, como se describe en la sección 3.4.8. Sin embargo, una estructura de acero manufacturada con un material dúctil, no siempre es dúctil, principalmente por la inestabilidad y la fractura frágil. Los fenómenos siguientes caen dentro de la categoría de inestabilidad: el pandeo local de los elementos de placa con grandes relaciones de anchura-espesor, pandeo por flexión de las columnas largas y las riostras, pandeo torsional lateral de vigas y viga columnas y el efecto P-Δ en marcos sujetos a una gran carga vertical.

Las causas de la fractura frágil son las fallas de tensión en las secciones netas de las conexiones atornilladas o remachadas, las fracturas de soldaduras sujetas a concentración de esfuerzos, el desgarre laminar de placas en las que la deformación "a través del espesor" debida a la contracción del metal de la soldadura es grande y altamente restringido, las fracturas de las placas debidas a las grandes deformaciones ocasionadas por un pandeo local o por flexión y la fatiga provocada por las cargas cíclicas con una amplitud grande de deformación. Si el proyectista puede manejar estos problemas, es posible que se pueda proporcionar una estructura de acero con suficiente ductilidad y capacidad de disipación de energía.

3.4.2 Pandeo local

Un miembro de acero de pared delgada que contenga un elemento de placa con una relación grande de anchura-espesor, será incapaz de alcanzar su resistencia de fluencia debido a un previo pandeo local; aun si se logra la resistencia de fluencia, la ductilidad será inadecuada. Por consiguiente, se debe establecer un límite a la relación anchura-espesor. En particular, bien se podrá necesitar un límite más severo en las estructuras sismorresistentes con sus requerimientos de alta ductilidad, que en estructuras que soportan cargas verticales solamente (Popov, Zayas y Mahin, 1979).

3.4.2.1 Pandeo local bajo cargas monótonas Las curvas esfuerzo de compresión-deformación de tubos cuadrados de acero, con varias relaciones de anchura-espesor se ilustran esquemáticamente en la figura 3-56. La curva A decae debido al pandeo local antes de alcanzar el esfuerzo de fluencia F_y, y la ductilidad es muy pequeña. Las curvas C y D muestran suficiente ductilidad y resistencia.

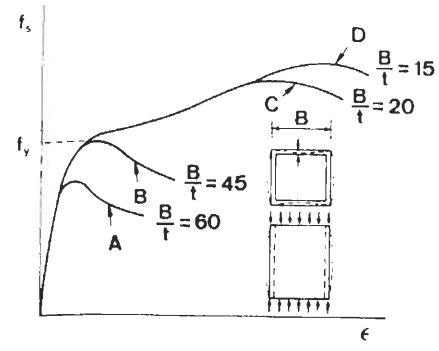


Figura 3-56 Pandeo local de tubos cuadrados.

Las curvas de momento-rotación en la figura 3-57 para la sección H en voladizo de viga columnas indican que los valores de la relación anchura-espesor de los patines afectan su resistencia y ductilidad (Mitani, Makino y Matsui, 1977). En la figura, M_{pc} se reduce el momento plástico por la fuerza axial y θ_{pc} es la rotación correspondiente de la cuerda. cuerda.

3.4.2.2 Pandeo local bajo cargas cíclicas La figura 3-58 muestra las relaciones histeréticas de carga-deflexión para viga columnas en voladizo sujetas a una carga cíclica horizontal. Los especímenes son como los que se utilizaron en las pruebas de carga monótona que se muestran en la figura 3-57 (Mitani, Makino y Matsui, 1977). El espécimen en la figura 3-58*a* tiene una relación anchura-espesor para el patín igual a 8, la cual está cerca del valor límite estipulado en la Parte 2 de las especificaciones del American Institute of Concrete Construction (AISC) (véase Sec. 4.6.5.1). Se observa que la resistencia y la ductilidad decrecen con un incremento de la relación anchura-espesor, y el pandeo local del alma, enseguida del pandeo del patín, da lugar a una posterior degradación de la resistencia.

3.4.3 Vigas

3.4.3.1 Comportamiento bajo cargas monotónicas Las relaciones momento-rotación para las vigas de la sección H sujetas a un momento de deflexión uniforme, dependen de la relación de longitud lateral no apoyada ℓ_b al radio de giro respecto del eje débil de la sección r_y, como se muestra esquemáticamente en la figura 3-59, donde el comporta-

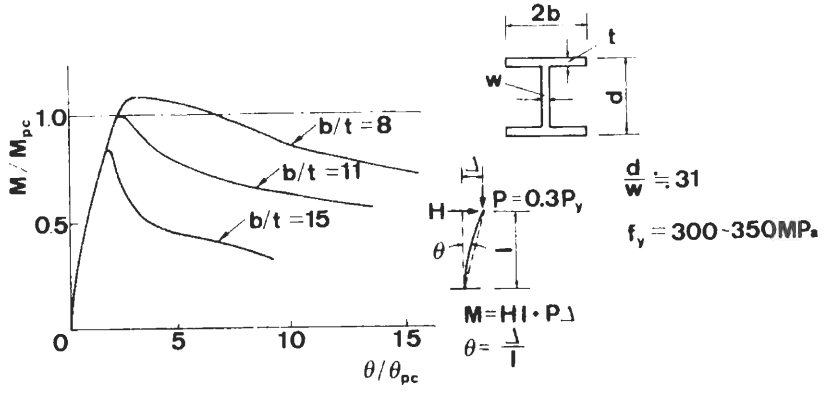


Figura 3-57 Relaciones entre momento y ángulo de giro de vigas-columna en voladizo con diversos valores de la proporción ancho-espesor. [*Tomado de I. Mitani, M. Makino y C. Matsui, Influence of local buckling on cyclic behavior of steel beam-columns,* Proc. Sixth World Conf. Earthquake Eng., *Nueva Delhi,* 3,*3175–3180 (1977)*].

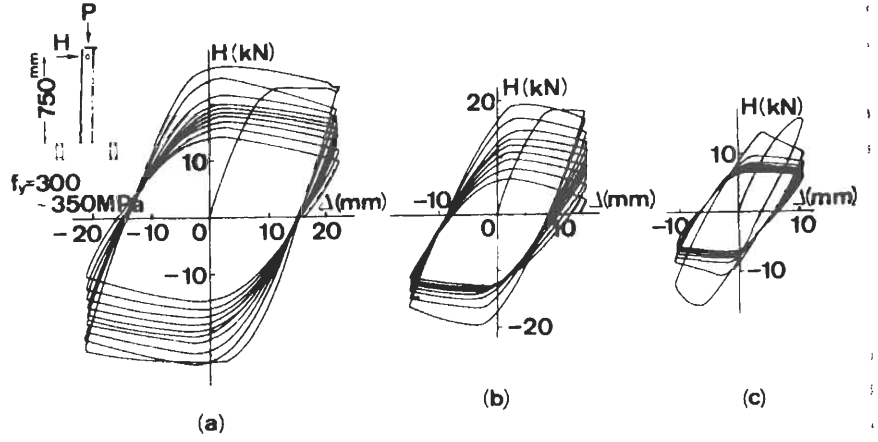


Figura 3-58 Relaciones de carga horizontal-deflexión de vigas-columna en voladizo con diversos valores de la proporción ancho-espesor. (*a*) b/t = 8. (*b*) b/t = 11. (*c*) b/t = 16. [*Tomado de I. Mitani, M. Makino y C. Matsui, Influence of local buckling on cyclic behavior of steel beam-columns,* Proc. Sixth World Conf. Earthquake Eng., *Nueva Delhi,* 3, *3175–3180 (1977)*].

miento en el plano se ilustra en *a* y el comportamiento fuera de plano en *b*. La *A* con un valor pequeño de ℓ_b/r_y alcanza una rotación grande con un momento resistente que se mantiene en M_p, que se da por

$$M_p = Z_p F_y \tag{3-36}$$

donde Z_p = al módulo plástico de sección y F_y = el esfuerzo de fluencia del acero. Para la curva *B*, donde ℓ_b/r_y se torna un poco mayor

que en la curva *A*, la resistencia se reduce debido al pandeo lateral antes de lograr una rotación suficiente. Si ℓ_b/r_y crece todavía más, tiene lugar el pandeo lateral antes de que el momento resistente alcance M_p, como se muestra en la curva *C*.

Las relaciones entre el momento y la deflexión lateral que se muestran en la figura 3-59*b* indican que el pandeo lateral ocurre enseguida de que el momento alcanza M_p, pero en el caso de la curva *A*, las deflexiones en un plano y fuera de él se siguen incrementando sin una reducción del momento porque la longitud no soportada es pequeña.

Los resultados de las pruebas para vigas sujetas a un momento uniforme (Fig. 3-60) también indican un comportamiento similar para vigas de varias longitudes no soportadas (Wakabayashi, Nakamura y Yamamoto, 1970).

La figura 3-61 presenta los resultados de las pruebas para vigas sujetas a un momento flexionante antisimétrico. En vigas sujetas a un momento flexionante variable, la zona de fluencia se limita a una longitud corta y esto retrasa al pandeo lateral. Si ℓ_b/r_y es pequeño, el momento resistente excede a M_p, debido al endurecimiento por deformación después de que ocurre el pandeo lateral. La longitud no soportada ℓ_b que se necesita para asegurar que el momento sea igual a M_p en el rango de grandes deformaciones es, por lo tanto, mayor para vigas sujetas a un momento flexionante variable que para las vigas sujetas a un momento uniforme.

La figura 3-62 muestra los resultados de los ensayes de la relación entre el factor de esbeltez ℓ_b/r_y y la capacidad de rotación R de las vi-

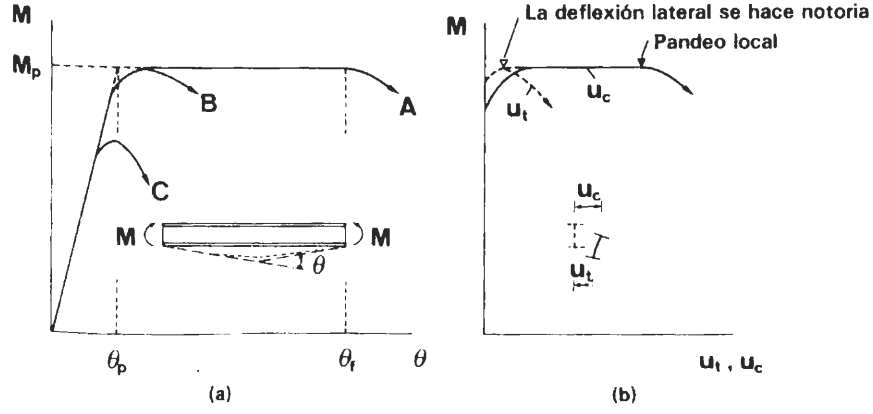


Figura 3-59 Relaciones esquemáticas de momento-deformación en vigas con diferentes valores de ℓ_b/r sometidas a momento uniforme. (*a*) Relaciones entre momento y ángulo de giro. (*b*) Relaciones entre momento y deflexión lateral.

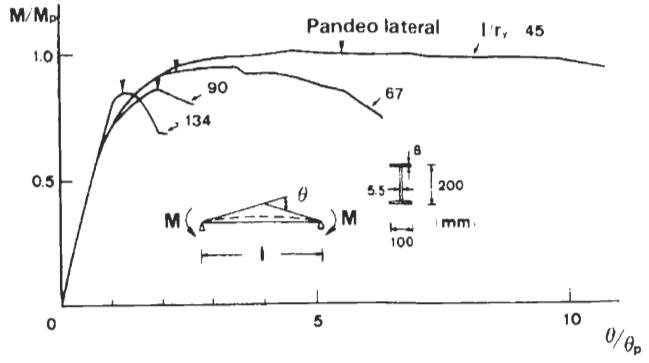


Figura 3-60 Relaciones de momento-deformación en vigas con diferentes valores de ℓ/r_y. [*Tomado de M. Wakabayashi, T. Nakamura y H. Yamamoto. Studies on lateral buckling of wide flange beams, rep. 1,* Annuals: Disaster Prevention Res. Inst., *Kyoto University, no. 13A, 365–380 (1970; en japonés)*].

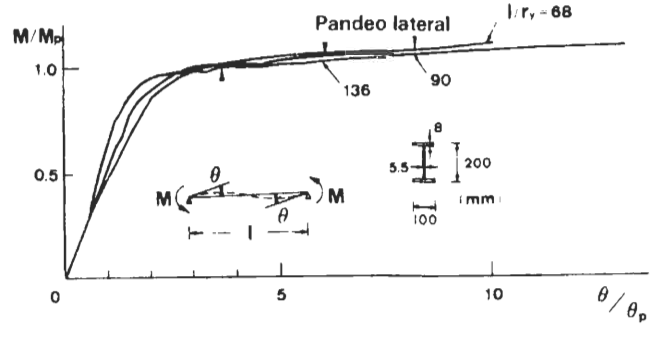


Figura 3-61 Relaciones de momento-deformación en vigas con diferentes valores de ℓ/r_y sometidas a momento antisimétrico. [*Tomado de M. Wakabayashi, T. Nakamura y H. Yamamoto, Studies on lateral buckling of wide flange beams, rep. 1,* Annuals: Disaster Prevention Res. Inst., *Kyoto University, no. 13A, 365–380 (1970; en japonés)*]

gas en forma de H sujetas a momentos uniformes o variables de flexión (AIJ, 1975*a*). La definición de la capacidad de rotación es

$$R = \frac{\theta_f}{\theta_p} - 1 \qquad (3\text{-}37)$$

donde θ_f = al ángulo de rotación en donde la curva desciende y θ_p = el valor teórico del ángulo de rotación cuando $M = M_p$ (véase Fig. 3-59). Se observa que R decrece con el incremento de ℓ_b/r_y y el valor de R bajo un

momento variable es mayor que el que está bajo un momento uniforme. Se han mostrado resultados similares en algunas referencias (Lay y Galambos, 1965; Lay y Galambos, 1967; Galambos y Lay, 1965). Para proporcionar una articulación plástica con una capacidad suficiente de rotación para que se forme el mecanismo plástico de colapso, el ASCE-WRC (1971) y el AISC (1978) recomiendan lo siguiente: los miembros se deben arriostrar en las regiones de articulaciones plásticas; y la distancia no soportada lateralmente, ℓ_b, desde la localización de una articulación arriostrada hasta un punto adyacente arriostrado en forma similar, no debe exceder los valores que se dan por:

$$\ell/r_y = 9480/F_y + 25 \quad \text{MPa} \quad \text{cuando} \quad 1.0 \geqq M/M_p > -0.5$$
$$\ell/r_y = 9480/F_y \quad \text{MPa} \quad \text{cuando} \quad -0.5 \geqq M/M_p \geqq -1.0 \qquad (3\text{-}38)$$

donde F_y = el esfuerzo de fluencia, MPa; M = el menor de los momentos en los extremos del segmento arriostrado; y M/M_p = la relación de los momentos en los extremos (positiva cuando el segmento se flexiona en una curvatura doble y negativa cuando se flexiona en una curvatura sencilla).

El efecto del cortante en la resistencia a flexión de una viga en forma de H se puede despreciar, siempre que la intensidad del cortante

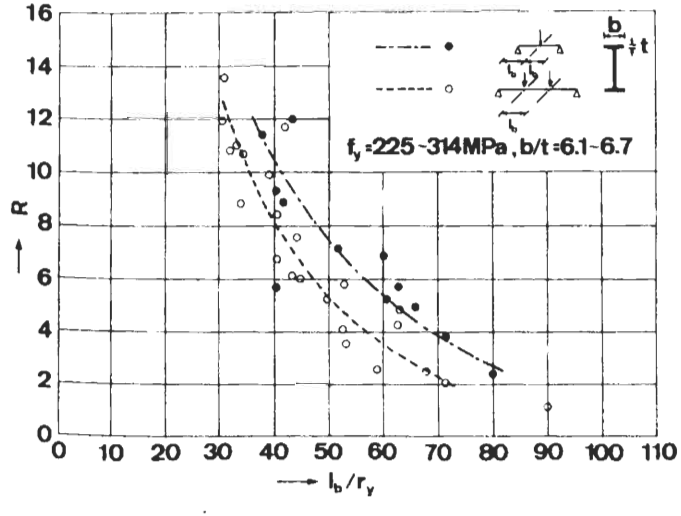


Figura 3-62 Relaciones entre la capacidad de giro y la relación de esbeltez de vigas sometidas a momentos flexionantes uniformes y variables. [*Tomado de AIJ,* Guide of the Plastic Design of Steel Structures, *Tokio, 1975 (en japonés)*].

que se proporcionó sea menor que $(F_y/\sqrt{3})td_a$, donde t = al espesor del alma y d_a = el peralte del alma.

3.4.3.2 Comportamiento bajo cargas cíclicas En miembros de acero sujetos a cargas cíclicas, el deterioro de la resistencia se origina con frecuencia por las grietas que se desarrollan en una placa pandeada localmente, por pandeo lateral del alma o ambos continuando con el pandeo local del patín (Bertero, Popov y Krawinkler, 1972; Popov, Bertero y Krawinkler, 1974; Vann, Thompson, y cols., 1974). Los lazos de histéresis para una amplitud pequeña de rotación son estables, pero la degradación de resistencia se vuelve más severa, como se ve en la figura 3-63, cuando la amplitud de la rotación excede un valor menor que la capacidad de rotación bajo una carga monotónica (Takanashi, 1974; Suzuki y Ono, 1977). Las gráficas de la capacidad de rotación versus ℓ_b/r_y para cargas cíclicas yacen bajo aquéllas para cargas monotónicas. Debe especificarse, por lo tanto, una longitud lateralmente no sostenida más corta para las vigas sujetas a cargas cíclicas. Sin embargo, todavía no se evalúan los efectos de las cargas cíclicas en la capacidad de rotación dada la falta de información fundamental. Se espera que los efectos restringidos de una losa ligada a una viga incrementen la capacidad de rotación, pero la información de este efecto bajo cargas cíclicas tampoco se encuentra disponible.

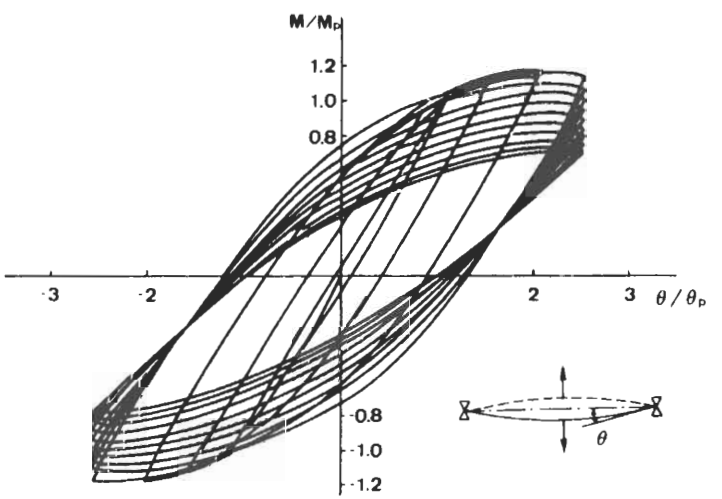


Figura 3-63 Relaciones entre momento y ángulo de giro de una viga sometida a carga cíclica. [*Tomado de K. Takanashi, Inelastic lateral buckling of steel beams subjected to repeated and reversed loadings,* Proc. Fifth World Conf. Earthquake Eng., *Roma,* **1**, *795–798 (1974)*].

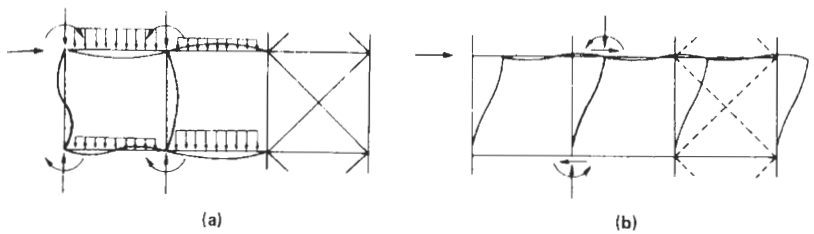


Figura 3-64 Vigas y columnas en el marco.

3.4.4 Viga columnas

Cuando un marco está sujeto a una carga horizontal, el arriostramiento soporta totalmente el cortante de la planta (Fig. 3-64*a*) o lo soportan en forma combinada las columnas y el arrostramiento (Fig. 3-64*b*). La condición de esfuerzos para una columna en particular depende del mecanismo de soporte de la carga. El patrón de la formación de la articulación plástica alrededor de una junta en el marco en la figura 3-64*b* se divide en el tipo de falla de la columna y en el de la viga, como se describe en la sección 4.5.2.3, y este último es más deseable también para los marcos de acero.

3.4.4.1 Comportameinto bajo cargas monotónicas Las relaciones momento-curvatura para una viga columna de alas anchas sujeta a una fuerza axial constante y un momento de flexión monotónico son como se muestra en la figura 3-65, donde M_p = el momento plástico total bajo una fuerza axial nula y θ_y = la curvatura de fluencia bajo una fuerza axial nula. El momento crece hasta M_p y permanece constante con el incremento de la curvatura, si no se presenta el pandeo local.

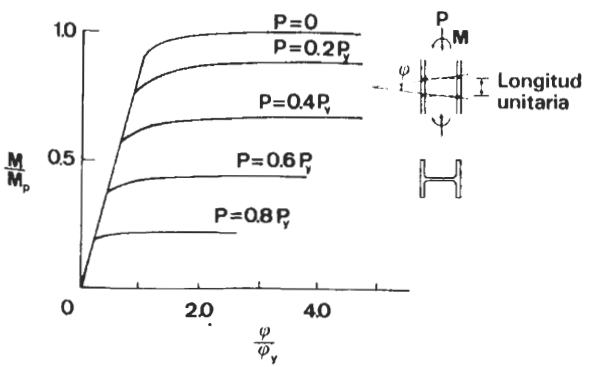


Figura 3-65 Relaciones de momento-curvatura en una sección de alas anchas.

En adición a la falla por fluencia debida a la flexión, una viga columna esbelta puede fallar por una inestabilidad en el plano, originada por la compresión, la flexión y el pandeo local. La figura 3-66 ilustra las relaciones de momento-rotación para viga columnas de ala ancha flexionadas respecto al eje fuerte, en donde se evita la inestabilidad torsional lateral (Driscoll, Beedle, y cols., 1965). En dicha figura, ℓ = la longitud de las viga columnas y r = el radio de giro con respecto al eje fuerte de la sección. La viga columna bajo momentos antisimétricos en los extremos es la más estable, mientras la ductilidad de la viga columna con momentos simétricos en los extremos es la menos estable. La resistencia y la ductilidad de una viga columna sujeta a un momento en un extremo solamente, permanece entre estos dos extremos. También se observa que los efectos de inestabilidad tienen un incremento muy importante con el incremento de ℓ/r.

Si no se impide la inestabilidad torsional lateral de una viga columna de alas anchas sujeta a la compresión y flexión respecto al eje fuerte, la ductilidad se reduce por una deflexión fuera del plano en adición a la inestabilidad en el plano, como presenta la figura 3-67 (Wakabayashi, Nakamura y Nakashima, 1977). Sin embargo, la inestabilidad fuera del plano no tiene mucho efecto en el comportamiento de una sección

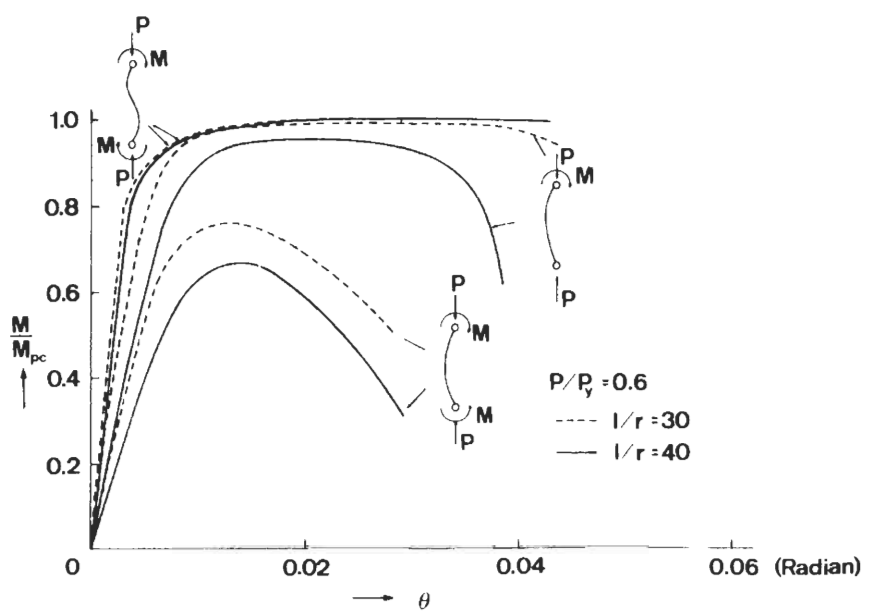


Figura 3-66 Relaciones teóricas entre el momento y el ángulo de giro de vigas-columnas sometidas a inestabilidad en el plano.

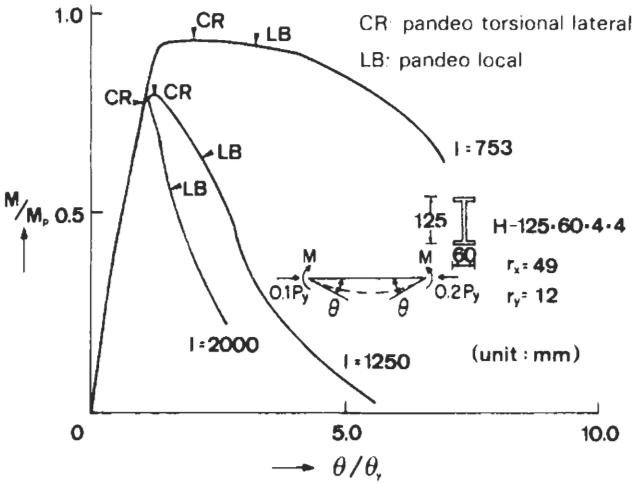


Figura 3-67 Relaciones experimentales de momento-ángulo de giro de vigas-columna sometidas a inestabilidad lateral torsional. [*Tomado de M. Wakabayashi, T. Nakamura y M. Nakashima, A. study on the out of plane inelastic stability of H shaped columns,* Proc. Arch. Inst. Japan Ann. Conv., no. **1**, *1399–1400 (1977; en japonés)*].

de alas anchas de tipo cuadrado, que generalmente se utiliza para las columnas.

3.4.4.2 Capacidad de carga El momento plástico total de una sección de alas anchas flexionada respecto al eje fuerte disminuye de la siguiente manera con una fuerza axial (ASCE-WRC, 1971):

$$\begin{aligned} M_{pc} &= M_p && \text{para} && 0 < P < 0.15P_y \\ M_{pc} &= 1.18(1 - P/P_y)M_p && \text{para} && 0.15P_y < P < P_y \end{aligned} \tag{3-39}$$

donde M_p = el momento plástico total de la sección bajo una fuerza axial nula, M_{pc} = el momento plástico reducido, P = el empuje axial y P_y = la fuerza axial de fluencia. El efecto de la fuerza cortante normalmente es despreciable como en el caso de las vigas. La resistencia de una viga columna de alas anchas que no está impedida de una deflexión fuera del plano, se obtiene a partir del valor más pequeño calculado como sigue (AISC, 1978):

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{C_m M}{(1 - P/P_e)M_m} \leqq 1.0 \tag{3-40}$$

y

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{1.18M_p} \leqq 1.0 \qquad \text{y} \qquad M \leqq M_p \tag{3-41}$$

donde M = el momento máximo aplicado
P_e = $\pi^2 EA/(K\ell/r)^2$ = la carga de pandeo de Euler
P_{cr} = la carga axial que produce una falla en la ausencia del momento de flexión, calculada para el pandeo de eje débil
ℓ = la longitud real en el plano de flexión
r = al radio de giro correspondiente
K = el factor de longitud efectiva
C_m = 0.85 para viga columnas sujetas a translación de la junta
C_m = $0.6 - 0.4M_1/M_2$ pero no menor que 0.4 para viga columnas arriostradas contra la translación de la junta
M_1/M_2 = el cociente entre los momentos menor y mayor en los extremos, que es positivo cuando el miembro se flexiona en curvatura doble y negativo cuando se flexiona en curvatura sencilla

Si se toma en cuenta el efecto P-Δ en el análisis de esfuerzos de todo el marco, K se puede tomar igual a la unidad y C_m se calcula de la fórmula para las viga columnas arriostradas contra la translación de la junta. M_m designa el momento de pandeo lateral, que se obtiene al tratar a una viga columna dada como una viga sujeta a un momento uniforme de flexión, y su valor aproximado se calcula como

$$M_m = \left[1.07 - \frac{(\ell_b/r_y)\sqrt{F_y}}{8300}\right] M_p \leqq M_p \tag{3-42}$$

donde ℓ_b = la longitud sin soporte lateral, r_y = el radio de giro respecto al eje débil y F_y está en megapascales. Para el caso de flexión del eje fuerte con una deflexión fuera del plano, flexión restringida o del eje débil:

$$M_m = M_p \tag{3-43}$$

La ecuación (3-40) indica que la resistencia máxima de una viga columna está limitada por el efecto secundario del momento que se origina por la fuerza axial y la deformación excesiva, mientras la ecuación (3-41), que es la misma que la (3-39), indica que la resistencia máxima se limita por la formación de una articulación plástica en el extremo.

3.4.4.3 **Comportamiento bajo cargas cíclicas** La figura 3-68 muestra las relaciones histeréticas carga-deflexión para una viga columna lateralmente arriostrada con una sección compacta sujeta a una fuerza axial constante y una carga lateral repetida (Tanabashi, Yokoo, y cols., 1971). Nótese que los lazos se agrandan y la resistencia máxima se incrementa, ya que la deformación total de compresión se extiende en el rango del endurecimiento por deformación. Sin embargo, el pandeo local origina la degradación de la resistencia con una sección no compacta (Fig. 3-58). La resistencia de una viga columna no soportada lateralmente se incrementa inicialmente debido al efecto del endurecimiento por deformación; pero finalmente el pandeo lateral torsional da lugar a la degradación de la resistencia, como se muestra en la figura 3-69 (Vann, Thompson, y cols., 1974). Usualmente se emplea una sección de alas anchas del tipo cuadrado, resistente a la torsión, como una sección de columna, mas la degradación de la resistencia todavía tiene lugar bajo una carga cíclica con la amplitud de la deflexión menor que la capacidad de deflexión obtenida bajo una carga monotónica La capacidad de rotación bajo la carga cíclica se reduce de este modo que la que está bajo la carga monotónica.

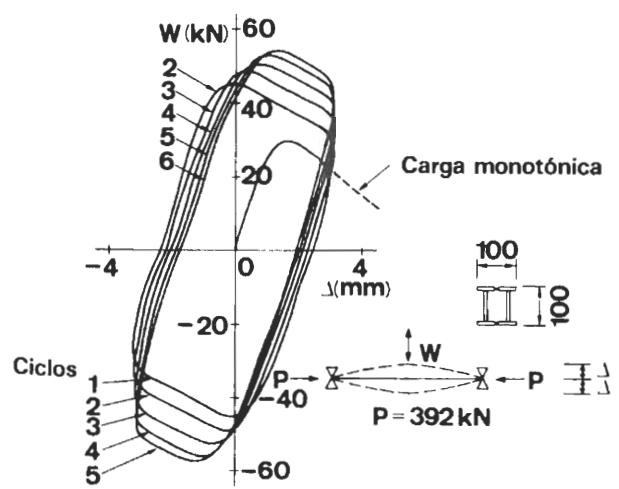


Figura 3-68 Relaciones de carga-deflexión en una viga-columna con arriostramiento lateral y sección compacta sometida a fuerza axial constante y a carga lateral repetida. [*Tomado de R. Tanabashi, Y. Yokoo y otros, Deformation history dependent inelastic stability of columns subjected to combined alternately loading,* RILEM Colloq. Int. Symp., *Buenos Aires (1971)*].

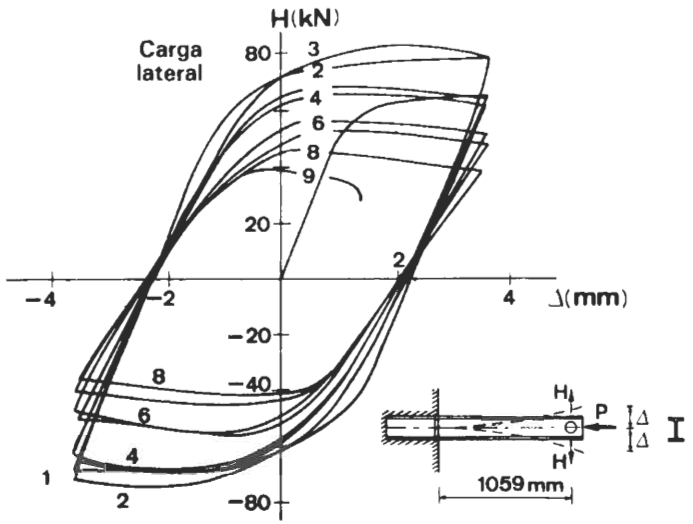


Figura 3-69 Relaciones de carga-deflexión de una viga-columna en voladizo sometida a fuerza axial constante y carga lateral repetida con falla debida al pandeo torsional lateral. [*Tomado de W. P. Vann, L. E. Thompson y otros, Cyclic behavior of rolled steel members,* Proc. Fifth World Conf. Earthquake Eng., *Roma,* **1**, *1187–1193 (1974)*].

3.4.5 Miembros de arriostramiento

La investigación en el comportamiento del arriostramiento bajo una carga sísmica es relativamente nueva (Wakabayashi, 1970; Shibata, Nakamura, y cols., 1974; Hanson, 1975; Popov, Takanashi and Roeder, 1976; Wakabayashi, 1982). El arriostramiento con barras es el tipo más sencillo y se utiliza a menudo en marcos de edificios de uno o dos pisos relativamente ligeros. La figura 3-70 presenta el comportamiento histerético para una barra de arriostramiento bajo una carga repetida, donde P y δ son la fuerza axial inducida en una riostra y la elongación correspondiente, respectivamente; y H_B y Δ son la carga horizontal soportada por las riostras y la deflexión horizontal del marco, respectivamente. Puesto que cada riostra sólo puede soportar tensión como se ilustra en la figura 3-70*b* y *c*, la carga horizontal total soportada por la riostra se obtiene como se muestra en *d* al sumar los componentes horizontales de las fuerzas inducidas en las barras. El lazo de histéresis que se muestra en *d* indica que la riostra disipa energía solamente cuando experimenta una elongación plástica de nuevo desarrollo. La riostra no disipa energía si está sujeta a la carga repetida bajo una deflexión de amplitud constante, como se muestra en *e*; de esto se dice, en general, que la capacidad de disipación de energía de la riostra es menor que la del marco para momento.

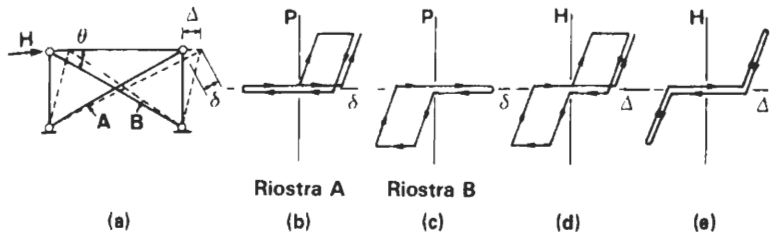


Figura 3-70 Curvas de histéresis de barras de arriostramiento. [*Tomado de M. Wakabayashi, The behavior of steel frames with diagonal bracing under repeated loading,* Proc. U. S.-Japan Semin. Earthquake Eng. with Emphasis on Safety School Build., *Sendai, Japón, 328–365 (1970)*].

Los lazos de histéresis para los miembros de arriostramiento que son más robustos que las barras de arriostramiento se tornan más complejos, como se muestra en la figura 3-71. Las letras que indican varias porciones de los lazos de histéresis en *a* corresponden a las letras en *b* que muestran varias formas flexionadas y condiciones de carga de la riostra. La riostra está sujeta alternada y repetidamente a la rotación en la articulación plástica que forma debido al pandeo en compresión y a la elongación plástica después de fluir en tensión. La relación entre la fuerza y la deformación axiales se determina teóricamente por las condiciones de equilibrio, de fluencia y la regla de flujo asociada, todas aplicadas a la articulación plástica (Nonaka, 1973). El lazo de histéresis en forma de bumerang se vuelve más delgado y la capacidad de disipación de energía se torna más pequeña cuando el factor de esbeltez de la riostra aumenta. La figura 3-72 muestra los resultados de una

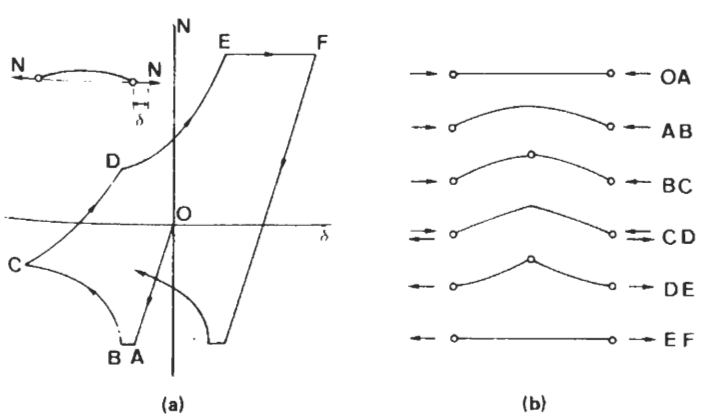


Figura 3-71 Curvas de histéresis para una riostra.

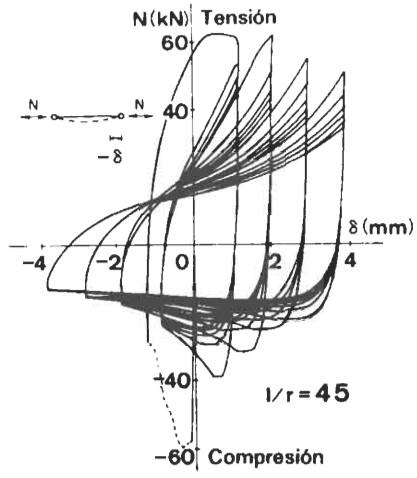


Figura 3-72 Lazos de histéresis de una barra. [*Tomado de M. Shibata, T. Nakamura y otros, Elastic-plastic behavior of steel braces under repeated axial loading,* Proc. Fifth World Conf. Earthquake Eng., Roma, 1, *845–848 (1974)*].

prueba de carga cíclica de una riostra simple bajo varias amplitudes de deformación. La forma de lazo de histéresis es similar a la de la figura 3-71. Se observa que la resistencia se degrada debido a la repetición de carga y el lazo se estabiliza después de algunos ciclos de carga bajo la misma amplitud de deformación (Shibata, Nakamura, y cols., 1973). Se sabe que los miembros de arriostramiento con condiciones diferentes en los extremos a apoyos simples se pueden tratar mediante el concepto de longitud efectiva (Wakabayashi, Matsui y Mitani, 1977). También se reporta que la forma del lazo de histéresis varía principalmente con el factor de esbeltez $K\ell/r$, y el comportamiento en el rango de grandes deformaciones se puede afectar también por la forma de la sección transversal, puesto que puede tener lugar el pandeo local, el pandeo de un puntal simple de un miembro compuesto o ambos (Wakabayashi, Nakamura y Yoshida, 1977, 1980; Black, Wenger y Popov, 1980; Jain, Goel y Hanson, 1980; Maison y Popov, 1980; Astaneh-Asl, Goel y Hanson, 1982; Gugerli y Goel, 1982). A menudo, el pandeo local causa grietas en el centro y en los extremos del miembro; por lo tanto, la conexión en el extremo se debe detallar para evitar las concentraciones de esfuerzos. Además, la resistencia de la conexión en el extremo debe ser mayor a la resistencia a la fluencia del miembro de arriostramiento; de otra manera podrá ocurrir una falla frágil en la conexión, previa a que el miembro fluya (Wakabayashi, 1970).

El comportamiento histerético de la riostra se puede analizar por el método de elementos finitos (Fujimoto, Wada, y cols., 1973); pero a menudo, el de articulaciones plásticas descrito en relación con la figura 3-71 se emplea para el análisis a fin de reducir el cálculo. Este método se ha utilizado en el análisis dinámico inelástico historia-tiempo de marcos arriostrados (Fujiwara, 1980; Igarashi, Inoue, et al., 1972). Por otro lado, se han propuesto modelos más sencillos de lazos histeréticos para la riostra para el análisis dinámico de marcos arriostrados. Dichas propuestas incluyen un modelo multilineal (Jain and Hanson, 1980) y un modelo que consiste en varias curvas matemáticamente definidas (Wakabayashi, Nakamura, y cols., 1977).

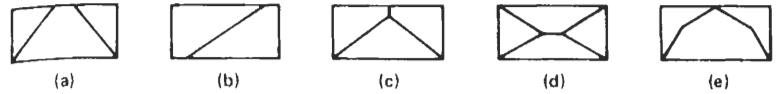


Figura 3-73 Arriostramientos excéntricos.

Los sistemas excéntricos de arriostramiento, como los que se muestran en la figura 3-73, evitan la reducción en la capacidad de disipación de energía debida al pandeo de la riostra. Se han investigado y aplicado en Estados Unidos y Japón. Todos los sistemas que se ilustran en la figura aseguran una gran capacidad de disipación de energía y una buena respuesta dinámica (Fujimoto, Aoyagi, y cols., 1972; Takeda, 1971; Tanabashi, Kaneta e Ishida, 1974; Roeder y Popov, 1978; Popov y Bertero, 1980; Popov, 1980*a*, 1980*b*).

3.4.6 Conexiones

3.4.6.1 Capacidad para soportar cargas La falla de una conexión soldada rígida viga a columna, puede ocurrir por fluencia; la fractura, como resultado de un alto esfuerzo local (Fig. 3-74*a*) o alternativamente, por fluencia de cortante del tablero de conexión, como se muestra en la figura 3-74*b*. El esfuerzo local, que se desarrolla por la compresión y las fuerzas de tensión transmitidas por los patines de la viga, pueden provocar aproximadamente dos tipos de falla: (1) desgarre del alma de la columna debido a la fuerza de compresión transmitida por el patín de compresión de la viga; y (2) deformación por flexión excesiva del patín de la columna seguida de la fractura en la soldadura de éste, en las cercanías del alma de la columna, causada por la fuerza de la tensión transmitida por el patín de tensión de la viga.

En el primer caso se supone que la fuerza de compresión en el patín, al ocurrir la fluencia, $A_f F_y$, se expande en un ángulo de 1:2.5 y se distribuye uniformemente al alma de la columna, como se muestra en la figura 3-75. Si el alma de la columna no fluye cuando lo hace el patín de la viga, entonces se tiene (AISC, 1969)

$$F_y t_w (t_b + 5k_c) \geqq A_f F_y \qquad (3\text{-}44)$$

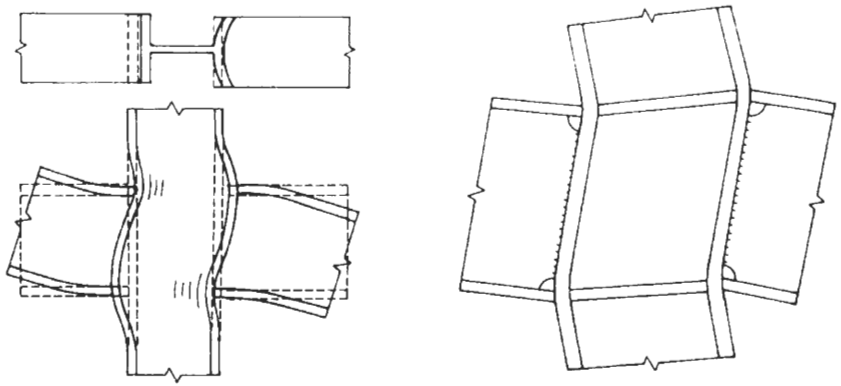


Figura 3-74 Fallas en conexiones de viga columna. (*a*) Falla debida a esfuerzos locales. (*b*) Fluencia por cortante en el tablero de conexión.

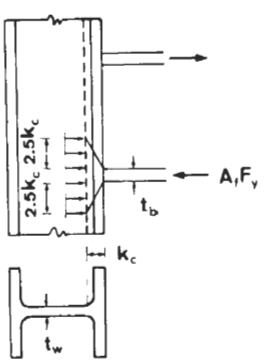


Figura 3-75 Esfuerzos locales en el alma de la columna.

donde k_c = la distancia de la cara exterior del patín a la base del alma de la columna, A_f = área del patín de la viga, t_b = espesor del patín de la viga, y t_w = espesor del alma de la columna. Para evitar el pandeo del alma, la relación ancho-espesor del alma de la columna debe satisfacer

$$\frac{d_c}{t_w} \leqq \frac{473}{\sqrt{F_y}} \quad \text{MPa} \tag{3-45}$$

donde d_c = peralte del alma de la columna entre los filetes y F_y está en megapascales.

Para el segundo tipo de falla, el espesor del patín de la columna proporciona suficiente rigidez a la flexión para resistir la fuerza del patín de tensión de la viga, se obtiene de la siguiente manera:

esto es

$$t_c \leqq 0.4\sqrt{A_f} \tag{3-46}$$

donde t_c = espesor del patín de la columna. No se requieren atiesadores en el alma de la columna para el patín de compresión de la viga si se satisfacen las ecuaciones (3-44) y (3-45); si se satisface la ecuación (3-46), no se necesitan opuestos al patín de tensión de la viga. Una nueva especificación del AISC (1978) prescribe ecuaciones similares a las ecuaciones (3-44) y (3-46). En los comentarios anteriores, se supone que los esfuerzos de fluencia de la viga y de la columna son iguales a F_y. Si el esfuerzo del desgarramiento del alma y el esfuerzo de la cortante en el tablero de conexión son grandes, la fórmula para los esfuerzos combinados se debe utilizar para el diseño de la conexión, puesto que el efecto de éstos no se toma en cuenta en las ecuaciones (3-44) y (3-45) (ATC-3, 1978).

La fuerza cortante V_p que actúa en el tablero de conexión se puede calcular de la misma manera que la conexión de concreto reforzado (Fig. 3-37), esto es, al referirse a la figura 3-76, de la ecuación (3-30). La resistencia de la fluencia de cortante del tablero se determina por

$$V_{py} = \frac{F_y}{\sqrt{3}} A_w \tag{3-47}$$

donde $A_w = t_w j_c$ y t_w = espesor del tablero. Los peraltes del tablero j_b y j_c se toman igual a $0.95d_b$ y $0.95d_c$, respectivamente, donde d_b y d_c son los peraltes de la viga y de la columna, respectivamente. La ecuación (3-47) se basa en la suposición de que el esfuerzo cortante está uniformemente distribuido en la longitud j_c, aunque el esfuerzo cortante es máximo en el centro del tablero; también se basa en la suposición de que sólo los patines de la columna soportan la fuerza axial en la columna y el momento flexionante. A_w designa el área del tablero del alma

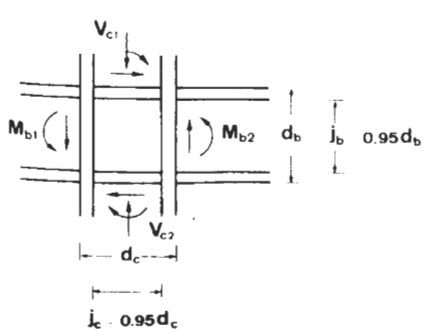


Figura 3-76 Cortante y momento en una conexión.

de una columna de patines anchos; para el caso de una columna de tubo circular o de una columna en cajón cuadrado con espesor de pared constante se toma la mitad del área de la sección transversal para A_w. Las fuerzas que actúan en la conexión en el cajón al iniciarse la fluencia del tablero, se pueden determinar a partir de las ecuaciones (3-30) y (3-47). La ecuación (3-30) se puede aplicar también a la conexión de la columna exterior de una sola viga, al igualar a cero el término M_b de la ecuación.

La figura 3-77 muestra la relación entre la fuerza cortante y la distorsión de cortante para un tablero con carga monotónica. La pendiente de la curva cambia en la cercanía de la resistencia de fluencia V_y como se muestra en la ecuación (3-47) y se convierte entre 3 y 8% de la pendiente elástica. La resistencia se incrementa más allá de la resistencia de fluencia, y el factor de ductilidad alcanza de 30 a 40 (Kato, 1982).

Se suministra una resistencia extra después de la resistencia de fluencia, a causa de los siguientes efectos:

1. La resistencia de los elementos de borde; es decir, los patines y las diafragmas de la columna
2. La resistencia de las almas de la viga y de la columna adyacente al panel de conexión
3. El endurecimiento por deformación del tablero (Kato, 1982; Krawinkler y Popov, 1982; Popov, Bertero y Chandramouli, 1975) 1975)

Puesto que la resistencia extra es muy grande y no hay ninguna razón evidente de por qué el tablero no fluya antes que los miembros que lo rodean, se ha propuesto que el diseño del tablero se base en una resistencia mayor a la resistencia de fluencia. Por ejemplo, Kato (1982) y el AIJ (1979) recomiendan que se desprecie el término de cortante [el segundo término del lado derecho de la ecuación (3-30)] y que F_y en

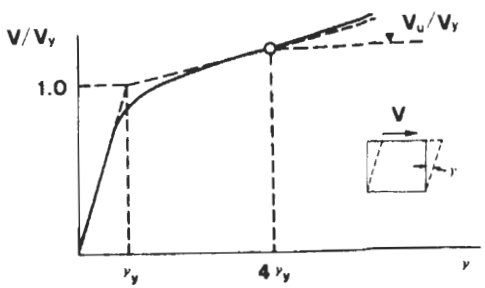


Figura 3-77 Relación entre la fuerza cortante y la deformación por cortante en un tablero de conexión sometido a carga monotónica.

(3-47) se multiplique por ¼. En Krawinkler y Popov (1982), la resistencia para $4\gamma_y$, como se muestra en la figura 3-77, es la recomendada como la base del diseño del tablero.

Cuando el espesor del tablero no es suficiente, éste se refuerza mediante placas dobles. La manera más efectiva de hacerlo es soldar las placas directamente al alma de la columna. La efectividad se reduce si las placas dobles se sueldan a los patines de la columna a una distancia del alma de ésta (Krawinkler y Popov, 1982).

La resistencia del material de acero de la dirección "a través del espesor" es casi igual a su resistencia en la dirección paralela a la laminación; pero la ductilidad "a través del espesor" es pequeña (Tall Building Committee 43, 1979). Cuando las soldaduras se hacen en las conexiones viga a columna altamente restringidas, como se muestra en la figura 3-78*a*, la deformación "a través del espesor" localizada en el patín de la columna debida a la concentración del metal soldado, consume toda la ductilidad, lo que da por resultado una fractura frágil en forma de desgarramiento laminar. Además, se inician agrietamientos en el patín de la columna a partir de la raíz de las soldaduras del patín de la viga o la orilla del festón, como se ilustra en la figura 3-78*b*. Para evitar estas grietas y el desgarre laminar, el detalle de la soldadura debe ser tal que la contracción de ésta ocurra en la dirección de la laminación y que la restricción sea mínima.

3.4.6.2 Comportamiento bajo cargas cíclicas Los ensayes en flexión cíclica de voladizos conectados a columnas con talón rígidas (Popov y Pinkey, 1968, 1969*a*, 1969*b*; Popov y Stephan, 1972) revelan las siguientes características de las conexiones:

1. Los lazos de histéresis de conexiones de soldadura completa son estables y en forma de espiral, como se ve en la figura 3-79.

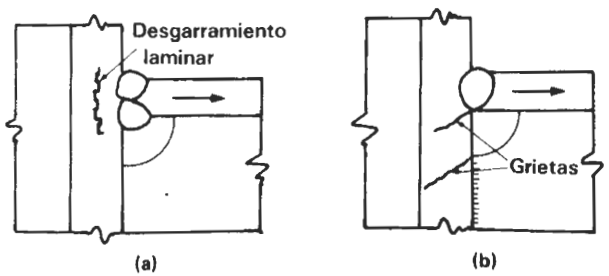


Figura 3-78 Falla local. (*a*) Desgarramiento laminar. (*b*) Grietas.

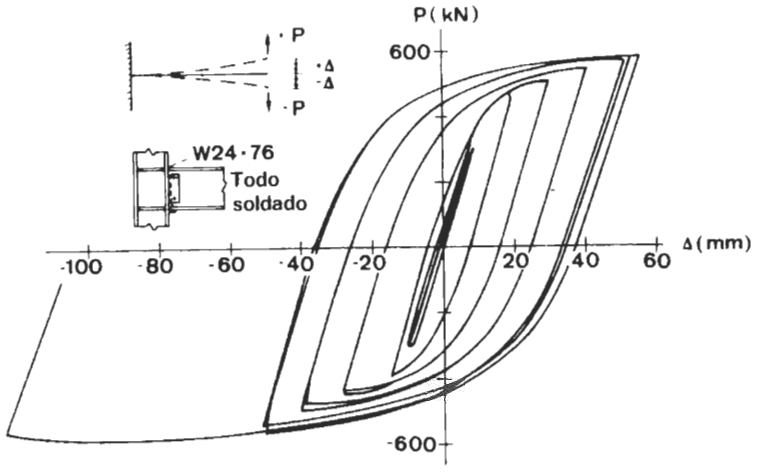


Figura 3-79 Curvas de carga-deflexión de una conexión. [*Tomado de H. Krawinkler y E. P. Popov, Seismic behavior of moment connections and joints,* J. Struct. Div., Am. Soc. Civ. Eng., **108***(ST-2), 373–391 (1982)*].

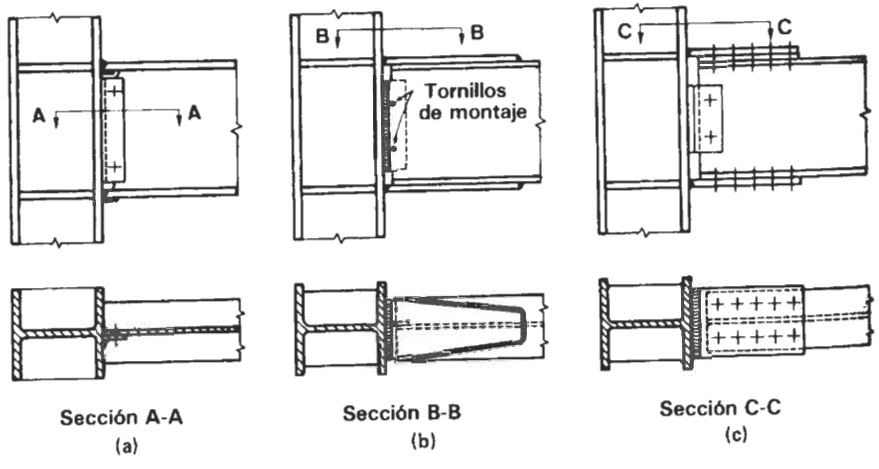


Figura 3-80 Detalles de conexiones. [*Tomado de H. Krawinkler y E. P Popov, Seismic behavior of moment connections and joints,* J. Struct. Div., Am. Soc. Civ. Eng., **108***(ST-2), 373–391 (1982)*].

2. Las conexiones con el patín soldado y el alma atornillada de la figura 3-80*a* no son totalmente rígidas debido al deslizamiento de los pernos; pero el comportamiento histerético, en general, es similar al de la conexión totalmente soldada.

3. En las conexiones con placas soldadas al patín, como se muestra en la figura 3-80*b*, se forman grietas prematuras en la placa de empal-

me en el borde de la soldadura de filete y, de este modo, la ductilidad es más pequeña que en los casos 1 y 2.

4. Las conexiones con el patín atornillado y placas de empalme en el alma, como en la figura 3-80*c*, presentan lazos de histéresis del tipo de deslizamiento, como se indica en la figura 2-37, debido al deslizamiento de los pernos (Krawinkler and Popov, 1982).

Se han puesto en práctica muchos ensayes de las zonas del tablero de conexión con carga cíclica (Naka, Kato, y cols., 1969; Krawinkler, Bertero y Popov, 1971; Bertero, Popov y Krawinkler, 1972; Krawinkler, Bertero y Popov, 1975). De los resultados de los ensayes se concluye que una conexión cuidadosamente detallada muestra lazos de histéresis estables en forma de espiral, y que la resistencia última es mucho más alta que la resistencia de fluencia. Rara vez se observa en tales condiciones una degradación de la resistencia, aunque llegue a ocurrir un pandeo diagonal en el tablero debido a la fuerza cortante.

3.4.6.3 Influencia de la distorsión de los tableros de conexión en el comportamiento de los marcos La deformación elástica de un marco se puede subestimar en el análisis, si se toma en cuenta la distorsión por cortante del tablero de conexión (Bertero, Krawinkler y Popov, 1973; Bertero, 1969). Sin embargo, el error no es muy grande, porque a menudo se supone en el análisis que el tamaño de la conexión es insignificante y el marco se representa por las centrilíneas de los miembros; lo que da por resultado mayores longitudes del miembro y,

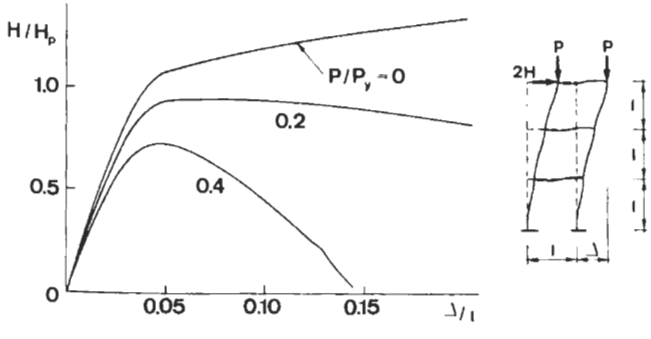


Figura 3-81 Relaciones de carga horizontal-deflexión en marcos sometidos a carga vertical constante y carga horizontal monotónica [*Tomado de M. Wakabayashi, T. Nonoka y S. Morino, An experimental study on the inelastic behavior of steel frames, with a rectangular cross-section subjected to vertical and horizontal loading,* Bull. Disaster Prevention Res. Inst., *Kyoto University,* **18***(145), 65–82 (1969)*].

con ello, una menor rigidez del marco. Esta suposición compensa el error causado al despreciar la distorsión de cortante del tablero (Kato, 1982; Kato y Nakato, 1973).

3.4.7 Sistemas

3.4.7.1 Marcos no arriostrados La figura 3-81 muestra las relaciones carga horizontal-deflexión para marcos de varios pisos sujetos a una carga vertical constante y carga horizontal monotónica (Wakabayashi, Nonaka y Morino, 1969). La resistencia de un marco bajo una carga vertical nula continúa creciendo más allá de la carga simple del colapso plástico H_p, debido al efecto de endurecimiento por deformación. La resistencia máxima del marco decrece con el incremento de la carga vertical, como resultado del efecto P-Δ; es decir, el efecto del momento de volteo producido por la carga vertical P y la deflexión horizontal Δ. El comportamiento del marco se analiza en Arnold y Adams (1968), Wakabayashi, Nonaka y Matsui (1969), Wakabayashi, Nonaka and Morino (1969) y Wakabayashi, Matsui, y cols., (1974*a*, 1974*b*).

Un método relativamente sencillo del análisis de la relación carga-deflexión de un marco, en el llamado *análisis del factor de forma unitario*, supone que la deformación inelástica se concentra en la articulación plástica y que todas las otras regiones permanecen elásticas. En la rigidez del elemento se considera el efecto secundario de la fuerza axial, y las relaciones incrementales entre la carga horizontal y la deflexión se determinan repetidamente para el marco en donde las articulaciones plásticas se reemplazan por articulaciones reales, como se muestra en la figura 3-82. En virtud de que el efecto del endurecimiento por deformación se desprecia en este método de análisis, la curva carga-deflexión calculada yace bajo la curva real en el régimen de grandes

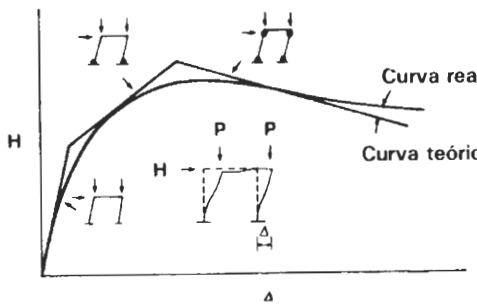


Figura 3-82 Relación de carga horizontal-deflexión de un marco en portal sometido a carga vertical constante y carga horizontal monotónica.

deflexiones (Vogel, 1963; Yarimci, Parikh, y cols., 1965; Wakabayashi, 1965). También se ha desarrollado el método del subconjunto para el cálculo manual de la relación carga-deflexión del marco. Un nivel particular se separa del marco en los puntos de inflexión de las columnas arriba y debajo del entrepiso, y más adelante se hace una subdivisión en subconjuntos que constan de una columna y las vigas adyacentes. La curva fuerza horizontal-desplazamiento lateral para cada subconjunto se determina mediante el empleo de las curvas carga-deformación.

Se puede obtener la curva carga-deflexión para marco completo al acumular las curvas individuales de los subconjuntos (Driscoll Beedle, y cols., 1965; Daniels y Lu, 1966; de Buen, 1969).

Se sabe que la inestabilidad del marco está influida por la relación de esbeltez de las columnas, la relación de la fuerza axial de trabajo a la fuerza axial de fluencia de las columnas y el factor de rigidez de la viga. Se ha realizado un intento para expresar el factor de ductilidad μ como una función de estos parámetros (Sakamoto y Miyamura, 1966). En la figura 3-83 se muestran con círculos los factores de ductilidad obtenidos experimentalmente para marcos en portal, donde la curva se expresa mediante

$$\mu = \frac{\delta_{cr}}{\delta_y} = 0.7 + \frac{0.3\pi\sqrt{E/F_y}}{\sqrt{P/P_y}K\ell/r} \tag{3-48}$$

donde P_y = la fuerza axial de fluencia de la columna
$K\ell$ = la longitud efectiva de la columna
r = radio de giro de la sección de la columna
E = Módulo de Young
E_y = esfuerzo de fluencia

En el inserto de la figura 3-83 se definen otros símbolos. La ductilidad decrece con el incremento de $K\ell/r$ y P/P_y.

La figura 3-84 presenta las relaciones carga horizontal-deflexión para marcos en portal a escala natural sujetos a una carga cíclica horizontal (Wakabayashi, Matsui, y cols., 1974*a*, *b*). Los lazos de histéresis en *a* tienen una forma en espiral, puesto que no se aplica ninguna carga vertical. La pendiente negativa que aparece en los lazos en *b*, después de que se ha obtenido la resistencia máxima, ha sido provocada por el efecto P-Δ. Se observa un comportamiento similar en los ensayes a escala natural de marcos de tres pisos, según se reportan en Carpenter y Lu (1969).

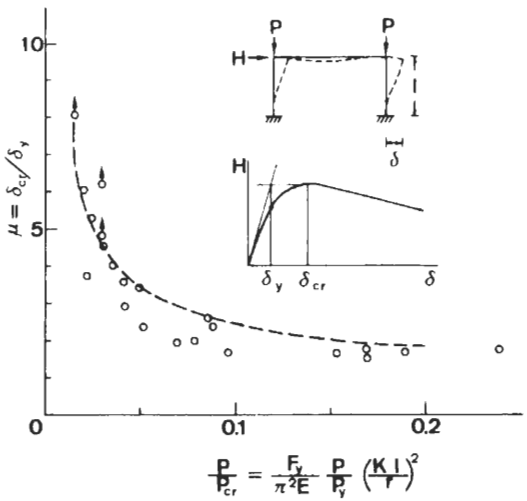


Figura 3-83 Relación entre la carga vertical y la ductilidad de un marco en portal. [*Tomado de J. Sakamoto y A. Miyamura, Critical strength of elastoplastic steel frames under vertical and horizontal loadings,* Trans. Arch. Inst. Japan, *no. 124, 1 – 7 (1966; en japonés)*].

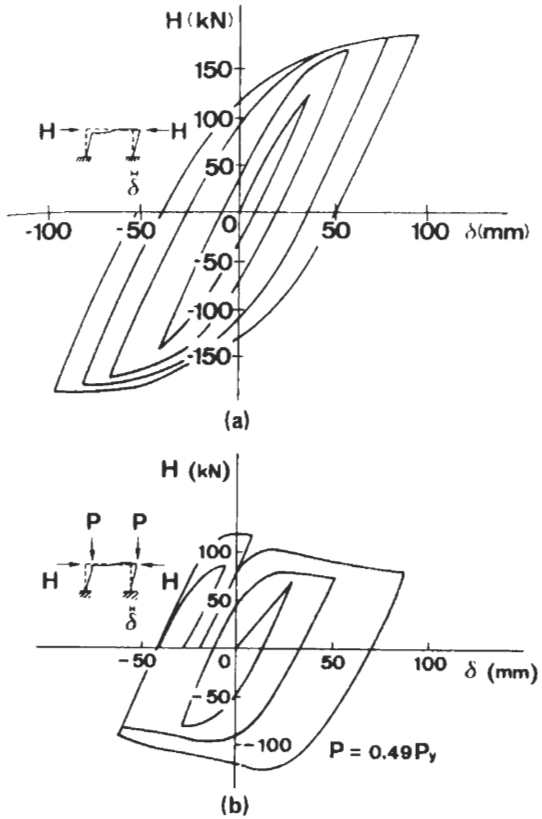


Figura 3-84 Relaciones de carga horizontal-deflexión en marcos de portal. (*a*) Sin carga vertical. (*b*) Con carga vertical. [*Tomado de M. Wakabayashi, C. Matsui y otros, Inelastic behavior of full scale steel frames with and without bracings,* Bull. Disaster Prevention Res. Inst., *Kyoto University,* **24**, *part 1, no. 216. 1 – 23 (1974); Inelastic behavior of steel frames subjected to constant vertical and alternating horizontal loads,* Proc. Fifth World Conf. Earthquake Eng., *Roma,* **1**, *1194 – 1197 (1971)*].

La figura 3-85 ilustra esquemáticamente la relación histerética entre una carga horizontal repetida alternadamente H y el desplazamiento δ para un marco en portal. La deformación plástica tiene lugar en el proceso de carga cuando ésta excede la carga máxima obtenida en ciclos anteriores; es decir, en la trayectoria de carga $B'C$. La cantidad de deformación plástica acumulada en la trayectoria $B'C$ es igual a la de la trayectoria BC'' en la curva de carga monotónica. La cantidad total de la deformación plástica acumulada en los lazos de histéresis OAB-$B'C$-$C'D$ es, de este modo, igual a la cantidad de deformación plástica que ocurre en la curva de carga monótona $OABC''D''$. Supóngase que el pandeo local ocurre en D'' en un marco monotónicamente cargado; entonces, el pandeo local ocurre en D en el mismo marco sujeto a la carga repetida (Kato and Akiyama, 1973).

3.4.7.2 Marcos arriostrados Los lazos de histéresis que se obtuvieron de los ensayes a escala natural en marcos contraventeados se muestran en la figura 3-86*a*, y se compara un lazo típico con el lazo teórico en *b* (Wakabayashi, Matsui, y cols., 1974*a*, *b*). El análisis dinámico revela que para marcos arriostrados de varios pisos, donde la riostra resiste más del 50% de la carga horizontal total, la deformación plástica se concentra en un piso en particular, cuando la intensidad introducida

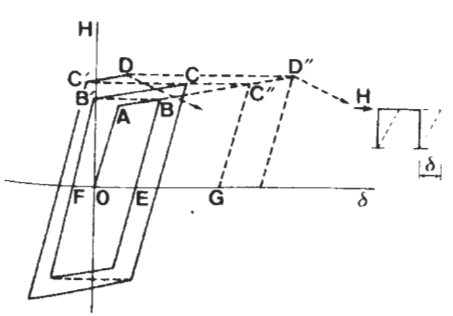


Figura 3-85 Modelo histerético teórico de las relaciones de carga-deflexión en miembros y marcos de acero. [*Tomado de B. Kato y H. Akiyama, Theoretical prediction of the load-deflection relationship of steel members and frames,* Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads: Preliminary Report, *International Association of Bridge and Structural Engineering, Lisbon Symposium, 23 – 28 (1973)*].

del movimiento del terreno excede de cierto nivel. Esto es verdad porque la capacidad de disipación de energía de los marcos arriostrados generalmente es pequeña, comparada con la de los marcos no arriostrados (Sakamoto y Kohama, 1973).

3.4.8 Daño sísmico

Los sismos de San Francisco (1906) y Kanto (1923) demostraron la buena capacidad de resistencia sísmica de los marcos de acero. Se observó un excelente comportamiento de los edificios altos de acero, incluyendo la Torre Latinoamericana, durante el sismo de la Ciudad de México (1957). A partir de entonces no han ocurrido problemas en las estructuras de acero durante los sismos de Anchorage (1964), Caracas (1967), Tokachi-Oki (1968) y San Francisco (1971), siempre que el diseño, la fabricación y el montaje hayan sido adecuados. Sin embargo, a menudo se han reportado daños en los materiales de acabado y en los elementos no estructurales (de Buen, 1980). En el sismo de Miyagiken-Oki (1978), resultaron dañadas las estructuras de edificios de mediano tamaño debido a la fractura de las conexiones de los arriostramientos. La figura 3-87 muestra que la fractura de las riostras causaron la falla completa del primer piso de un almacén de dos pisos de marcos arriostrados.

3.5 Comportamiento de las estructuras compuestas

3.5.1 Introducción

Una estructura compuesta posee las propiedades tanto del concreto como del acero y, mediante un diseño apropiado, es posible proporcionarles una buena resistencia sísmica. Los edificios de gran altura de construcción compuesta mostraron una buena capacidad de resistencia sísmica en el sismo de Kanto (1923), en comparación con las estructuras ordinarias de concreto reforzado. Desde entonces, el sistema estructural revestido (una forma de construcción compuesta) se ha empleado en Japón para la mayoría de las estructuras de edificios de más de siete pisos.

El comportamiento a flexión de un miembro revestido es similar al de un miembro de concreto reforzado hasta la obtención de la resistencia máxima; sin embargo, posee mayor ductilidad, puesto que el acero puede resistir las fuerzas después de que el concreto se aplasta, siempre que las relaciones anchura-espesor de las placas de acero sean lo suficientemente pequeñas. Respecto a la resistencia a cortante, un miem-

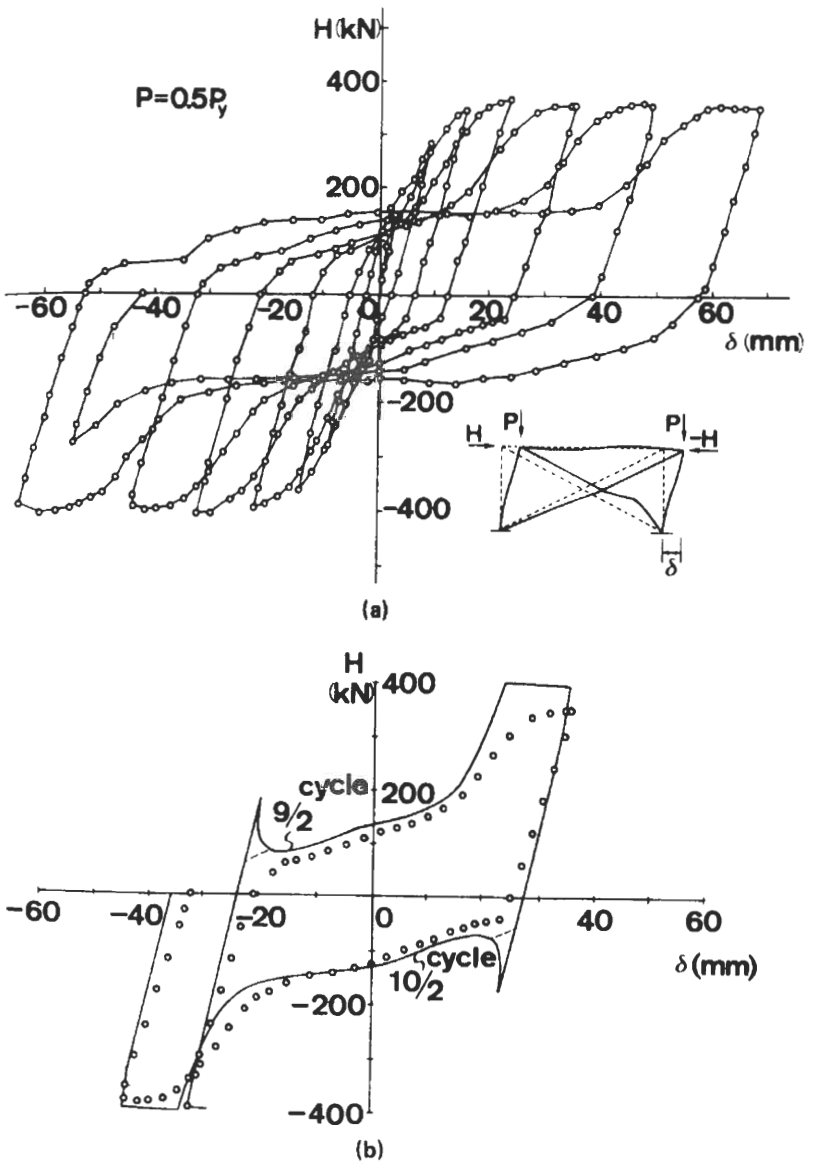


Figura 3-86 Relaciones de carga-deflexión en marco de portal a escala natural sometido a una carga vertical constante y a cargas horizontales repetidas alternadamente. (*a*) Curvas experimentales. (*b*) Comparación de las curvas experimentales y teóricas. [*Tomado de M. Wakabayashi, C. Matsui y otros, Inelastic behavior of full scale steel frames with and without bracings,* Bull. Disaster Prevention Res. Inst., *Kyoto University,* **24**, *part 1, no. 216, 1 – 23 (1974); Inelastic behavior of steel frames subjected to constant vertical and alternating horizontal loads,* Proc. Fifth World Conf. Earthquake Eng., *Roma,* **1**, *1194 – 1197 (1974)*].

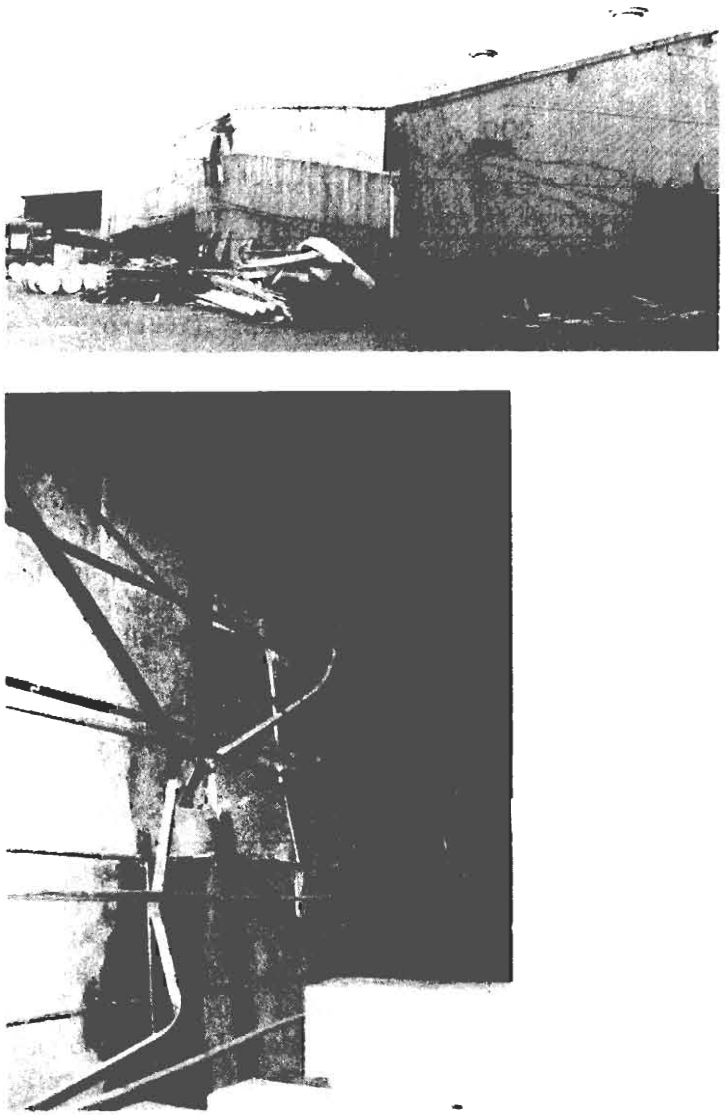


Figura 3-87 Colapso de una bodega; sismo Miyagiken-Oki, Japón, 1978. (*Arriba*) Vista del exterior. (*Abajo*) Falla de una junta en el arriostramiento del segundo piso.

bro revestido con acero de alma completa muestra un comportamiento dúctil, aun cuando falle por cortante.

Las columnas rellenas de concreto en los tubos de acero con pequeñas relaciones diámetro-espesor muestran un comportamiento dúctil bajo flexión, puesto que los tubos de acero confinan al concreto. Además, la resistencia y la ductilidad apenas se ven afectadas por las fuerzas cortantes relativamente grandes.

Una viga compuesta no revestida no es un buen componente resistente a sismos, puesto que solamente el refuerzo en losas de concreto resiste el momento de flexión negativo, aun cuando la losa trabaja con efectividad contra el momento de flexión positivo. La conexión entre el acero y la losa de concreto es muy importante si se va a confiar en la acción de diafragma de la losa.

Viest (1974), Wakabayashi (1974), Tomii, Matsui y Sakino (1974) y el Comité de Edificios Altos A41 (1979) han efectuado exámenes completos de estructuras compuestas. En las llamadas estructuras mixtas que constan de algunos tipos diferentes de sistemas estructurales, a menudo la falla ocurre en las conexiones entre dos miembros de diferente tipo estructural: una viga de acero y una columna de concreto reforzado, una losa reforzada y un muro de mampostería.

3.5.2 Miembros de acero revestidos con concreto

3.5.2.1 Comportamiento a flexión La figura 3-88 ilustra las relaciones de momento-curvatura para los miembros de acero revestidos con concreto sujetos a una fuerza axial constante y un momento flexionante monotónico. Dichas relaciones indican que la ductilidad se reduce con el incremento de la fuerza axial, como en el caso de los miembros de concreto reforzado (Wakabayashi, 1974).

En la figura 3-89 se muestran los lazos histeréticos para miembros de acero recubierto sujetos a una fuerza axial constante y un momento flexionante cíclico, con fuerza cortante. La forma de los lazos en un miembro con una fuerza axial nula está más cercana a la de un huso que la del caso de un miembro de concreto reforzado, como la que se muestra en la figura 3-14*b;* además la ductilidad disminuye al incrementarse la fuerza axial, que es similar al comportamiento de un miembro de concreto reforzado (Wakabayashi y Minami, 1976).

La resistencia última a flexión de un miembro revestido puede obtenerse por el equilibrio de las fuerzas internas, las que, como se muestra en la figura 3-90, se calculan a partir de las relaciones prescritas esfuerzo-deformación para el concreto y el acero y de la suposición

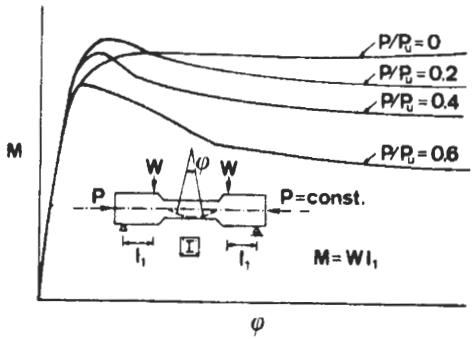


Figura 3-88 Relaciones de momento-curvatura en miembros revestidos sometidos a fuerza axial constante y momento flexionante monotónico. [*Tomado de M. Wakabayashi, Steel reinforced concrete, elastic plastic behavior of members, connections and frames,* Proc. Nat. Conf. Planning Des. Tall Build., *Tokio,* **3**, *23–36 (1974)*].

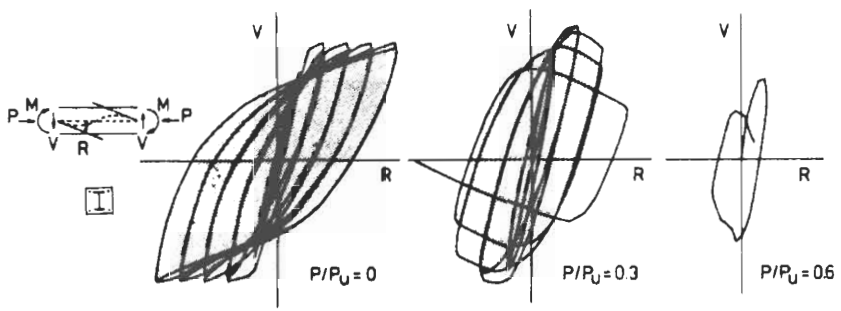


Figura 3-89 Relaciones entre el momento y el ángulo de giro en miembros revestidos sometidos a fuerza axial constante y momento flexionante con cortante repetidos alternadamente. [*Tomado de M. Wakabayashi y K. Minami, Experimental studies on hysteretic characteristics of steel reinforced concrete columns and frames,* Proc. Int. Symp. Earthquake Struct. Eng., *University of Missouri-Rolla, Sn. Luis,* **1**, *467–480 (1976)*].

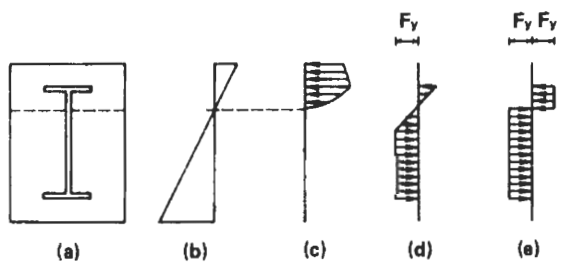


Figura 3-90 Miembros revestidos de concreto en estado último. (*a*) Sección transversal. (*b*) Deformación. (*c*) Esfuerzos en el concreto. (*d*) Esfuerzos reales en el acero. (*e*) Esfuerzos supuestos en el acero.

que las secciones planas permanecen planas después de que ocurre la deformación. Esta aproximación es la misma que se empleó en el análisis de los miembros de concreto reforzado, y la resistencia teórica concuerda bien con la resistencia experimentalmente determinada (Wakabayashi, 1974). Para simplificar el cálculo, a menudo la distribución del esfuerzo en el acero (Fig. 3-90*d*) es reemplazada por la distribución completamente plástica en *e*. El error en la resistencia última causada por esta simplificación es pequeño (Wakabayashi, 1974).

Otro método para el cálculo de la resistencia es el llamado "Método de las resistencias superpuestas", en el cual la resistencia última de la sección de un miembro revestido se toma con la suma de la resistencia última de la sección de concreto reforzado, más la resistencia de la sección de acero completamente plástica. Este método abarca cálculos muy simples, y el error implicado es pequeño comparado con el del método basado en la suposición de que las secciones planas permanecen planas (Nakamura y Wakabayashi, 1976). De acuerdo con la teórica plástica, el método de superposición ofrece un valor de límite inferior para un miembro compuesto de materiales muy dúctiles. Sin embargo, este método produce errores del lado inseguro para las columnas compuestas, porque el concreto no es suficientemente dúctil. Un error así puede compensarse al reducir la resistencia a la compresión del concreto. Así, en Japón se recomienda este método en los reglamentos y se utiliza ampliamente (AIJ, 1975*b*). La resistencia superpuesta se escribe en la forma

$$\begin{aligned} P &= {}_sP + {}_rP \\ M &= {}_sM + {}_rM \end{aligned} \tag{3-49}$$

donde P y M designan la fuerza axial y el momento flexionante, respectivamente, y los suscritos s y r indican las fuerzas soportadas por las secciones acero y de concreto reforzado, respectivamente. Las relaciones de las fuerzas que deben soportar las dos secciones componentes ${}_sP/{}_rP$ y ${}_sM/{}_rM$ se escogen casi arbitrariamente. En otras palabras, puede hacerse la superposición que indica la ecuación (3-49) a fin de que la resistencia combinada de P y M sea la máxima.

La figura 3-91 ilustra la superposición de las curvas individuales de interacción de resistencia para una sección de acero (marcada S) y una sección de concreto reforzado (RC); muestra las dos con líneas guionadas. La resistencia superpuesta que da la ecuación (3-49) se representa por una línea sólida ACF, que es una curva envolvente. Ésta se obtuvo al mover una de las curvas S y RC para que su origen permanezca en la otra curva. La línea de punto y raya $ACDF$ es una aproximación multilineal de la curva ACF, con las coordenadas de los puntos A, C, D y F que se definen por las siguientes cantidades:

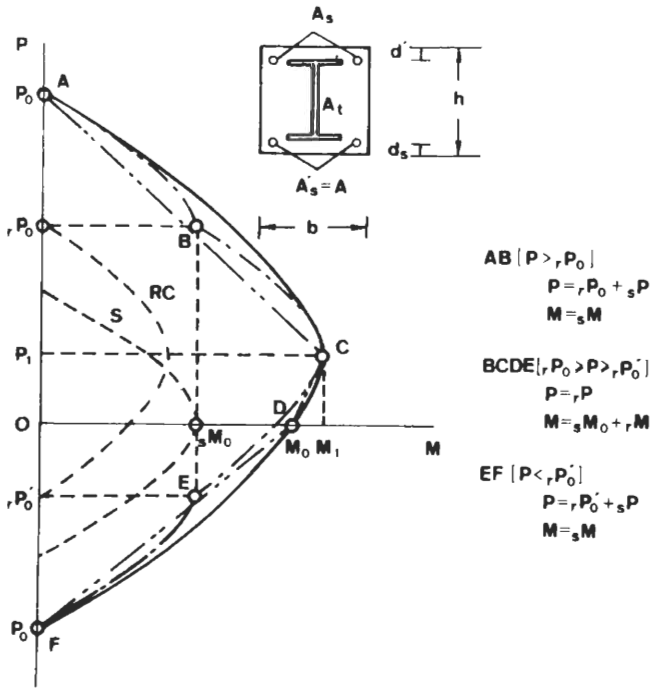


Figura 3-91 Curva de interacción momento-fuerza axial por el método de superposición para una sección compuesta.

$$
\begin{aligned}
P_0 &= A_t F_y + A_{st} f_y + bhf'_c \\
P'_0 &= A_t F_y - A_{st} f_y \\
M_0 &= Z_p F_y + A_s f_y (h - d' - d_s) \\
P_1 &= bhf'_c/2 \\
M_1 &= Z_p F_y + A_s f_y (h - d' - d_s) + bh^2 f'_c/8
\end{aligned}
\qquad (3\text{-}50)
$$

donde A_{st} = área total del refuerzo principal
A_s = área del refuerzo principal en un lado
A_t = área del acero revestido
Z_p = módulo de sección plástica del acero revestido
f_y y F_y = esfuerzos de fluencia del refuerzo principal y el acero revestido, respectivamente

Otros símbolos que aparecen en la ecuación (3-50) se definen en la inserción de la figura 3-91. Se supone una distribución rectangular del esfuerzo del concreto (Fig. 3-17*d*), con $\beta_1 = 1$, para deducir la ecuación (3-50). f'_c designa la resistencia a la compresión de concreto, que

se calcula al multiplicar la resistencia especificada en el concreto por el factor k_3, que se da como

$$k_3 = 0.85 - 2.5{}_rp_c \qquad (3\text{-}51)$$

donde $_rp_c$ = la relación del área del patín de compresión al área total del concreto. Esta reducción en la resistencia a la compresión del concreto compensa el error del lado inseguro involucrado en la superposición de las resistencias, como ya se analizó, y sólo se aplica al concreto en la columna. La ecuación (3-49) proporciona la resistencia generalizada por la superposición, y la (3-50) da una aproximación. Se utiliza con frecuencia otra aproximación, que se muestra como la curva de punto y raya y *ABCDEF*. Las expresiones matemáticas para esta curva se dan en la figura 3-91, donde

$$
\begin{aligned}
{}_rP_0 &= A_{st} f_y + bhf'_c \\
{}_rP'_0 &= -A_{st} f_y
\end{aligned}
\qquad (3\text{-}52)
$$

Se aclara en la figura que cuando $_rP_0 \geq P \geq {}_rP'_0$, la pura sección de acero soporta el momento $_sM_0$ ($_rP = 0$) y cuando $P > {}_rP_0$ o $_rP'_0 > P$, la sección de concreto reforzado soporta sola la fuerza axial $_rP_0$ o $_rP'_0$ ($_rM = 0$). La resistencia superpuesta de una sección de acero revestido de concreto se calcula fácilmente si las resistencias últimas individuales de los componentes se determinan de antemano.

Puesto que la ductilidad de una columna revestida decrece con el incremento de la fuerza axial (Figs. 3-88 y 3-89), el Estándard AIJ (AIJ, 1975*b*) recomienda que la fuerza axial en una columna revestida, donde se requiere una gran ductilidad para las cargas sísmicas, no exceda P_{cr}, dada por

$$P_{cr} = \tfrac{1}{3}(bhf'_c + 2A_t f_y) \qquad (3\text{-}53)$$

En el estado último, el concreto se tritura y el refuerzo longitudinal se pandea; pero el acero aún puede soportar la carga sin pandearse. Así, la contribución del acero se toma en cuenta en la ecuación (3-53), con la premisa que las relaciones anchura-espesor del acero se mantienen por debajo de los valores límites especificados en esfuerzos admisibles de los estándares de diseño para las estructuras de acero.

La ductilidad de un miembro revestido se relaciona con la interacción entre el refuerzo del concreto y el acero. El concreto rodeado por patines de acero puede sostener grandes deformaciones debido a la ac-

ción de confinamiento de los patines. Por otro lado, el concreto que cubre al acero por el lado de la compresión falla de una manera frágil debido a los efectos combinados de su propio pandeo y la fuerza lateral inducida por el pandeo del acero. Así, el recubrimiento del concreto compresivo se astilla por una deformación de compresión limitada y esto causa que la resistencia se deteriore. El astillamiento del concreto puede evitarse mediante estribos; pero las relaciones cuantitativas entre la cantidad del refuerzo transversal y el efecto limitante no se han evaluado todavía para esta situación.

3.5.2.2 Comportamiento de cortante El comportamiento de una columna revestida que falla en cortante es mucho mejor que la de una columna de concreto reforzado, aun cuando el comportamiento a flexión de ambos más bien es similar. La figura 3-92 presenta los lazos de histéresis para una columna revestida que falla por cortante (Wakabayashi y Minami, 1976); los lazos en forma de huso indican una mejor ductilidad y una menor degradación de resistencia que en el caso de una columna de concreto reforzado, como se muestra en la figura 3-23. Cuando el miembro revestido está sujeto a una carga cíclica bajo una amplitud de deformación grande, se destruye la adherencia entre el concreto y el acero; entonces, los miembros de acero y de concreto reforzado resisten a la fuerza cortante individualmente. Esto se debe tomar en cuenta para el diseño práctico.

La resistencia de cortante V_0 de una columna revestida se calcula mediante superposición de la siguiente manera:

$$V_0 = {}_rV_0 + {}_sV_0 \tag{3-54}$$

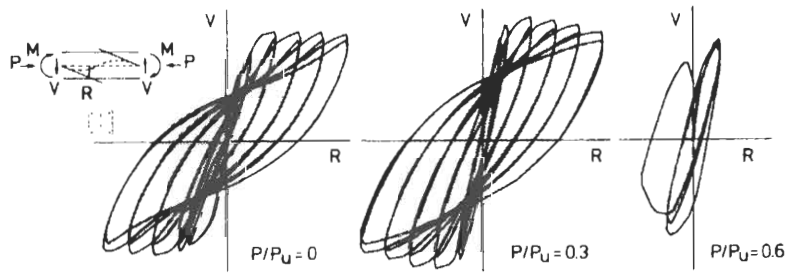


Figura 3-92 Relaciones de fuerza cortante-ángulo de giro de vigas-columna que fallan por cortante bajo la acción de fuerza axial constante y momento flexionante con cortante repetidos alternadamente. [*Tomado de M. Wakabayashi y K. Minami, Experimental studies on hysteretic characteristics of steel reinforced concrete columns and frames,* Proc. Int. Symp. Earthquake Struct. Eng., *University of Missouri-Rolla, St. Louis,* **1**, *467*–480 (1976)].

donde ${}_sV_0$ = la resistencia de fluencia de cortante del miembro de acero y ${}_rV_0$ = la resistencia última de cortante del miembro de concreto reforzado. El valor de ${}_sV_0$ se toma como la menor resistencia de fluencia del cortante en el alma de acero y la fuerza cortante que se calcula al suponer que el momento de fluencia se obtiene en ambos extremos del miembro de acero. Cuando se calcula ${}_rV_0$, la falla de reventamiento de la capa paralela al eje longitudinal del miembro (Fig. 3-93) debe considerarse además de la falla ordinaria de cortante. La falla de reventamiento tiene lugar a causa de la falla de cortante del concreto a lo largo del plano indicado por la línea con guiones en la figura. Dicha falla, a su vez, es el resultado de una ruptura de la adherencia entre la superficie exterior del patín de acero y el concreto. La resistencia al cortante en el comienzo de la falla de reventamiento se da por:

$${}_rV_0 = r^d(\alpha b' f'_c + \beta f_s A_v/s) \tag{3-55}$$

donde los parámetros α y β se determinan como $\alpha = 0.15$ y $\beta = 1$, basados en las observaciones experimentales (Minami y Wakabayashi, 1974; Wakabayashi, 1976). El valor de ${}_rV_0$ se toma como el valor menor calculado en las ecuaciones (3-55) y (3-23).

3.5.3 Tubos de acero rellenos de concreto

La resistencia de un tubo de acero relleno de concreto sujeto a compresión y flexión se calcula de la misma manera que una columna revestida, en la suposición de que las secciones planas permanecen planas después de que ocurre la deformación. Para simplificar el cálculo los bloques de esfuerzo para el acero y el concreto pueden suponerse rectangulares. El método de las resistencias superpuestas también se aplica y recientemente se ha extendido el cálculo de las resistencias de viga columnas largas (Wakabayashi, 1977*a*). Por lo general, los tubos de concreto rellenos de acero sujetos a compresión y flexión son más dúctiles que las viga columnas revestidas. Un tubo relleno de concreto tiene mejor resistencia al pandeo local que un tubo vacío; pero el factor diámetro-espesor se debe mantener debajo de un valor límite.

En el caso de tubos de acero rellenos de concreto sujetos a compresión, flexión y cortante, el tubo de acero y el puntal diagonal de compresión de concreto resisten las fuerzas externas (mecanismo de arco; véase Fig. 3-27). Por consiguiente, no ocurre una falla de cortante aun en miembros relativamente cortos, y la resistencia a flexión puede calcularse sin tomar en cuenta al cortante. Los lazos de histéresis que se

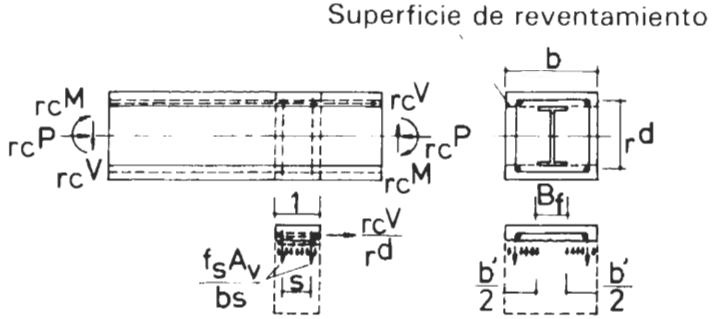


Figura 3-93 Mecanismo de falla de adherencia por cortante.

muestran en la figura 3-94 para viga columnas cortas con secciones de tubos de acero rellenas de concreto indican gran ductilidad, gran capacidad de disipación de energía y pequeña degradación de resistencia (Wakabayashi y Minami, 1980*b*).

3.5.4 Vigas compuestas no revestidas

El uso de vigas compuestas no revestidas (o sin encamisado) es efectivo para incrementar la rigidez de la viga y disminuir el crecimiento de la deflexión de los marcos estructurales. Sin embargo, una viga compuesta resiste el momento positivo en cooperación con una losa de concreto compresivo, y nada más el refuerzo de acero en la losa trabaja contra el momento negativo. Por lo tanto, la viga compuesta no es muy efectiva para las cargas sísmicas donde los momentos positivos y negativos

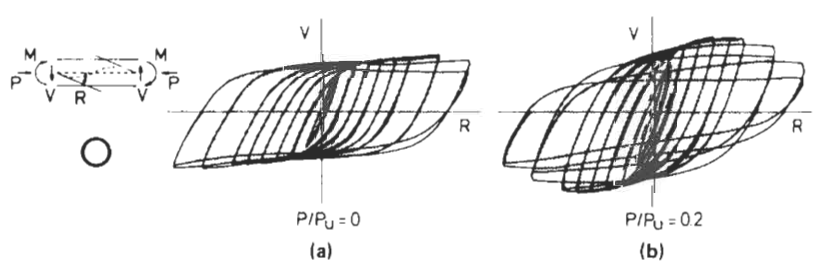


Figura 3-94 Relaciones entre la fuerza cortante y el ángulo de giro de tubos rellenos de concreto sometidos a fuerza axial constante y momento flexionante con cortante repetidos alternadamente. (*a*) $P/P_u = 0$. (*b*) $P/P_u = 0.2$. [*Tomado de M. Wakabayashi y K. Minami, Experimental study on the hysteretic characteristics of composite beam-columns, en B. Kato y L.-W. Lu (eds.),* Developments in Composite and Mixed Construction, *Proc. U.S.A.–Japan Seminar on Composite Structures and Mixed Structural Systems, Gihodo Shuppan Co., Tokio. 1980, pp. 197–211*].

ocurren repetidamente (Kato and Uchida, 1974). Además, el refuerzo de acero en la losa adyacente a la columna exterior no está anclado a la columna en forma segura y, de este modo, la resistencia a flexión de una viga compuesta es la misma que la de una viga de acero sin revestir (Daniels and Fisher, 1970).

3.5.5 Muros de cortante compuestos

En la construcción compuesta, los muros de cortante de acero revestidos de concreto a menudo también se utilizan en los muros de concreto reforzado, como se expone en la sección 3.3.5, para garantizar una gran ductilidad. La resistencia de un muro de cortante de concreto reforzado empieza a decrecer para un ángulo de deflexión lateral de aproximadamente 0.004 (Fig. 3-31). Por otro lado, la figura 3-95 indica que la capacidad de deformación de una armadura de acero revestida de concreto se incrementa hasta aproximadamente 0.01 (Tall Building Committee A41, 1979). En el caso de una lámina corrugada revestida de concreto, el pandeo local ocurre en un ángulo de deflexión lateral de aproximadamente 0.004; pero esto no causa una reducción muy grande de resistencia: la capacidad de deformación es tanta como 0.02 a 0.03 (Makino, Ozaki y Hirosawa, 1965). También se ha reportado el estudio de una armadura revestida de concreto con miembros de acero en H (Tall Building Committee A41, 1979).

3.5.6 Conexiones

3.5.6.1 Conexiones de vigas de acero revestidas o de acero sin revestir a columnas revestidas Al conectar una viga de acero revestida de concreto a una columna, el esfuerzo local de compresión en el alma de la columna, introducida por el patín de compresión de la viga, se reduce por el concreto que lo rodea, en comparación con la conexión de acero no revestido. Sin embargo, el esfuerzo local de tensión que introduce el patín de la viga de tensión no se reduce tanto como para no necesitar un atiesador para proteger el alma.

En contraste con los esfuerzos locales, la fuerza cortante soportada por el tablero de acero se reduce sustancialmente por el concreto que lo rodea. La fuerza cortante externa V_n, que actúa en el tablero, se calcula de la misma manera que para una conexión de concreto reforzado [Ec. (3-30)]. La hipótesis de que la resistencia de un tablero de conexión revestido es la suma de la resistencia del tablero de acero más la resistencia del tablero de concreto reforzado, muestra una buena con-

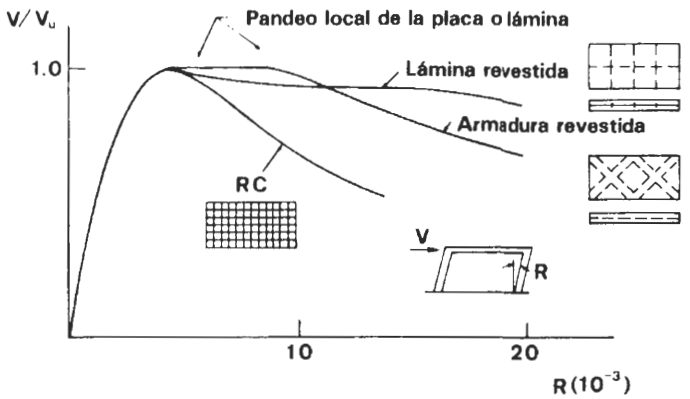


Figura 3-95 Curvas envolventes idealizadas de las relaciones de carga-deformación en muros de cortante que fallan en cortante ante la acción de cargas repetidas.

cordancia con los resultados de los ensayos (Wakabayashi, 1974, 1976). Así, en vista de las ecuaciones (3-31) y (3-47), la resistencia se da por:

$$V_p = v_c t_{pe} j_c + 0.5 f_y A_v j_c / s + A_w F_y / \sqrt{3} \qquad (3\text{-}56)$$

Al igualar la ecuación (3-30) con la (3-56), se obtiene el valor requerido de A_w, y de aquí el espesor del tablero. En la ecuación (3-56), v_c se obtiene conservadoramente por $v_c = 0.3f'_c$ en lugar de la (3-32). El espesor efectivo del tablero de concreto t_{pe} se obtiene mediante el promedio de las anchuras de la viga y la columna. En el caso de la viga de acero no revestida conectada a la columna de acero encamisada de concreto, t_{pe} se toma igual a la mitad del ancho de la columna.

La figura 3-96 muestra los lazos de histéresis para un marco cruciforme de acero revestido de concreto, en donde el tablero de conexión falla por cortante. La carga que corresponde a la falla de cortante del tablero, H_{ps}, se calcula a partir de las ecuaciones (3-30) y (3-56) (Wakabayashi, Nakamura y Morino, 1973). Se observa que la capacidad de ductilidad y disipación de energía son grandes, y ocurre una pequeña degradación de resistencia.

3.5.6.2 Conexión de una viga de acero a una columna rellena de concreto En una conexión entre una viga de acero no revestida y una columna de acero tubular de concreto, se necesita un diafragma, aun cuando el esfuerzo local se libera ligeramente por la presencia del concreto. Los diafragmas se colocan fuera de los tubos (Fig. 3-97), de manera que puedan rellenarse con concreto. Por el montaje de la figura 3-97*a*, con frecuencia las grietas empiezan en la esquina del atiesador debido a la concentración del esfuerzo; por lo tanto, se recomiendan las formas de atiesadores que se muestran en la figura 3-97*b* y *c* (Kurobane, Hisamitsu y Sakamoto, 1967).

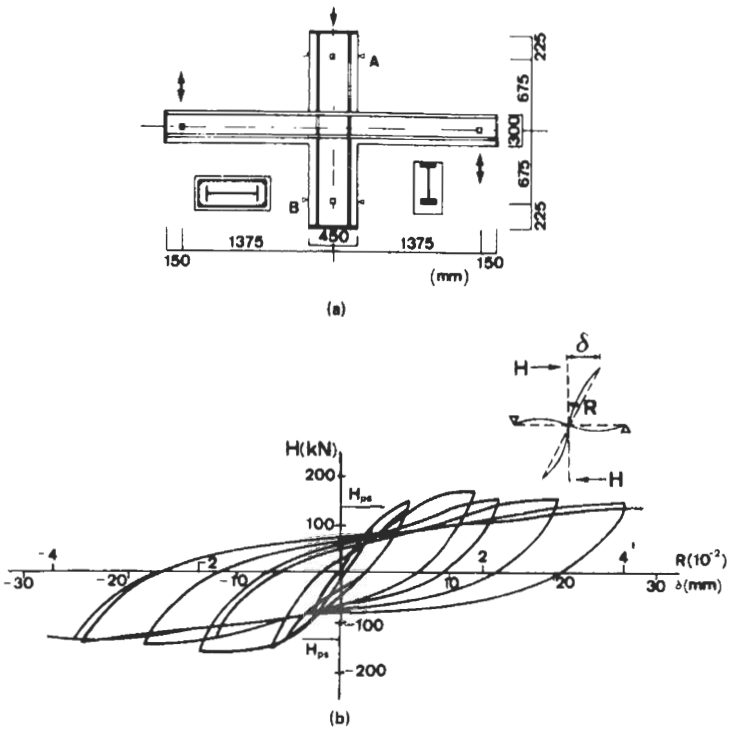


Figura 3-96 Relaciones de carga-deformación de un marco cruciforme en que el tablero de conexión falla por cortante. [*Tomado de M. Wakabayashi, T. Nakamura y S. Morino, An experiment of steel reinforced concrete cruciform frames,* Bull. Disaster Prevention Res. Inst., *Kyoto University,* **23**, *75–110 (1973)*].

3.5.6.3 Conexión compuesta prefabricada en miembro a miembro A menudo, los miembros compuestos son prefabricados y se conectan en el sitio de construcción de la misma manera que las estructuras de concreto prefabricado, como se describe en la sección 4.6.3. En Europa, la mayor parte de las estructuras son de este tipo y los sistemas estructurales prefabricados revestidos a menudo se emplean en Japón para edificios departamentales de varios pisos.

Los sistemas estructurales prefabricados compuestos se dividen en sistemas de marco y sistemas de tablero, como en el caso de estructuras de concreto prefabricado; los primeros se dividen todavía en sistemas

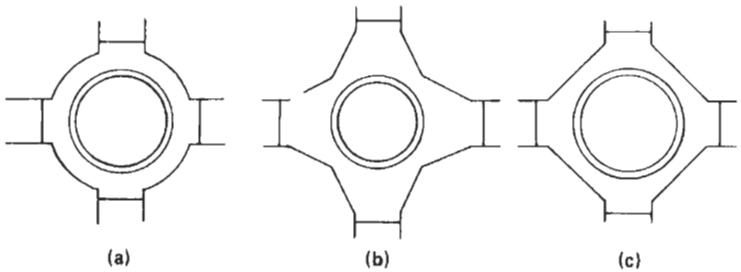


Figura 3-97 Atiesadores en la conexión de vigas con columnas tubulares.

lineales y sistemas de subconjunto de marco. En cualquier sistema, las conexiones han de poseer suficiente resistencia y ductilidad; además, debe garantizarse una acción monolítica de la conexión hasta que el marco alcance el estado de falla de conjunto. Los detalles de las conexiones son similares a los de las estructuras de concreto prefabricado que se plantean en la sección 4.6.3.2. Ahora bien, las conexiones para las estructuras prefabricadas compuestas son más confiables, puesto que las secciones de acero encamisadas en concreto pueden conectarse directamente mediante soldadura o herrajes.

3.5.7 Sistemas

Como se muestra en la figura 3-98, debido al endurecimiento por deformación, un marco en portal compuesto sujeto a una fuerza horizontal con una carga vertical nula muestra un incremento gradual en la resistencia después de la fluencia inicial. Cuando $P/P_u = 0.4$, aparece una pendiente negativa en la relación de carga horizontal-rotación por los efectos combinados del momento P-Δ y del deterioro de la resistencia de la sección transversal causada por la alta fuerza axial (Wakabayashi, 1974). El comportamiento cíclico en la figura 3-99 presenta una

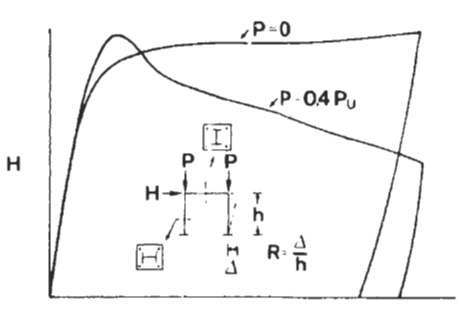


Figura 3-98 Relaciones de carga-deflexión de marcos de pórtico compuestos sometidos a carga vertical constante y carga horizontal monotónica. [*Tomado de M. Wakabayashi, Steel reinforced concrete, elastic plastic behavior of members., connections and frames,* Proc. Nat. Conf. Planning Des. Tall Build., *Tokio,* **3**, *23–26 (1974)*].

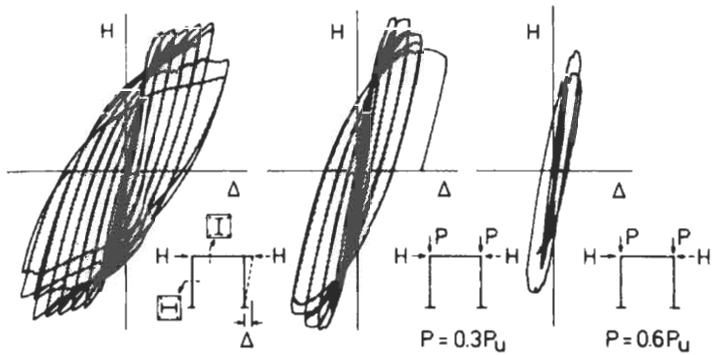


Figura 3-99 Relaciones de carga-deflexión de marcos de pórtico compuestos sometidos a carga vertical constante y carga horizontal repetida alternadamente. [*Tomado de M. Wakabayashi y K. Minami, Experimental studies en hysteretic characteristics of steel reinforced concrete columns and frames,* Proc. Int. Symp. Earthquake Struct. Eng., *University of Missouri-Rolla, St. Louis,* **1**, *467–480 (1976)*].

reducción en la capacidad de deformación con el incremento de la fuerza axial, similar al comportamiento de las viga columnas revestidas de la figura 3-89 (Wakabayashi y Minami, 1976).

3.5.8 Daño sísmico

Aproximadamente 300 edificios de gran altura (más de siete pisos) compuestos de concreto y acero, estuvieron expuestos al sismo de Miyagiken-Oki (1978). Fue la primera vez que modernas estructuras compuestas experimentaron un sismo tan serio. No se dañaron armazones estructurales como vigas y columnas, aun cuando se registraron aceleraciones del 100% de g en los pisos más altos. Sin embargo, se observaron grietas en muchos muros exteriores no estructurales de concreto reforzado de edificios departamentales de gran altura, y así surgió la pregunta relativa al diseño de muros no estructurales. En la figura 3-100 se tiene un ejemplo, donde se observan muchas grietas en muros no estructurales con aberturas, mientras las columnas y las vigas marcadas por líneas guionadas no se dañaron (AIJ, 1980).

3.6 Comportamiento de las estructuras de mampostería

3.6.1 Introducción

Hasta el principio del siglo XX, la construcción de mampostería era el sistema estructural básico para edificios de mediana y gran altura; pe-

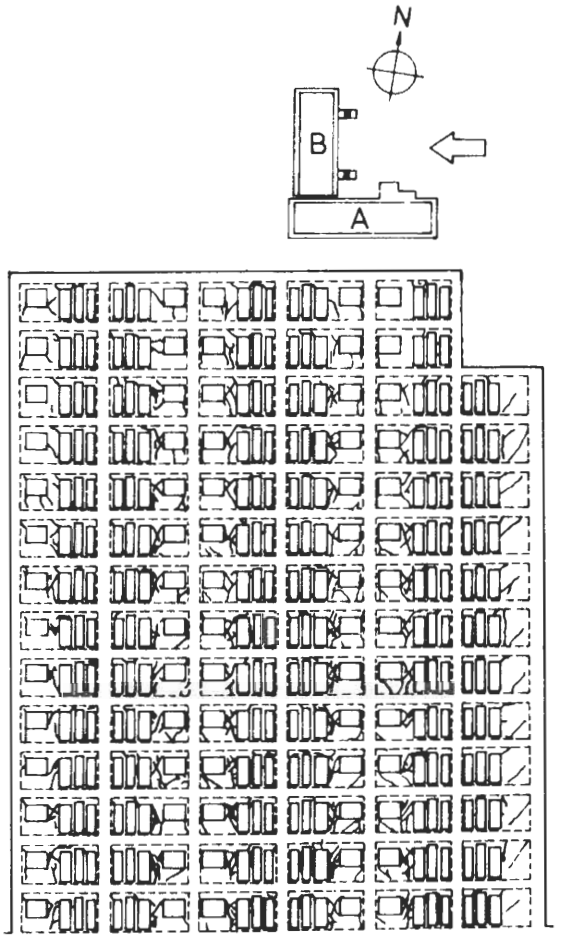


Figura 3-100 Distribución de grietas en muros no estructurales de un edificio departamental; sismo Miyagiken-Oki, Japón, 1978. [*Tomado de AIJ,* Report on the Damage Due to 1978 Miyagiken-Oki Earthquake, *Tokio, 1980 (en japonés)*].

ro ha sido reemplazado por nuevos materiales, como el concreto reforzado y el acero. Sin embargo, todavía se utiliza en áreas propensas a sismos porque es fácil de obtener, es económica y adecuada para el aislamiento y el acabado.

En los sismos de San Francisco (1906), Kanto (1923) y la Bahía de Hawke (1931), muchas estructuras de mampostería sufrieron daños y se reveló la inferioridad de los edificios convencionales de mampostería como estructuras resistentes a sismos. Tales estructuras no se han construido en países como Japón, donde los reglamentos requieren que la

altura de una estructura de mampostería no reforzada sea menor de 9 m y que las estructuras de mampostería reforzada sean menores de tres pisos. Sin embargo, como se mencionó antes, las estructuras de mampostería todavía se emplean en muchas áreas propensas a sismos, y se han perdido muchas vidas debido no solamente a las fallas en casas individuales hechas de piedra o adobe sino también a las fallas de casas de apartamentos, escuelas y hospitales.

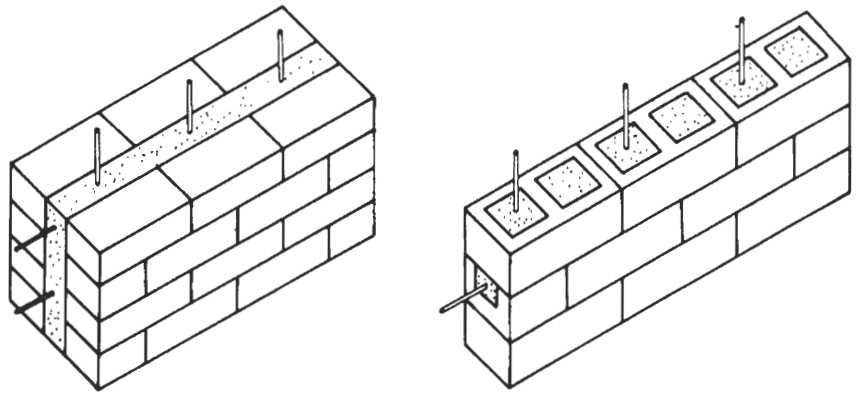
Las razones del pobre comportamiento de las estructuras de mampostería en sismos son las siguientes:

1. El material en sí es frágil, y la degradación de la resistencia debido a la repetición de carga es severa.
2. Gran peso.
3. Gran rigidez, que lleva a una respuesta grande de las ondas sísmicas de corto periodo natural.
4. Una gran variabilidad en la resistencia que depende de la calidad de construcción.

No obstante, las estructuras de mampostería que se diseñaron y construyeron al tomar estos factores en consideración, sufrieron poco daño en los sismos de Alaska (1964) y San Fernando (1971), y se ha iniciado la investigación acerca de estructuras de mampostería resistentes a sismos. Las investigaciones experimentales del comportamiento estático y dinámico de las estructuras de mampostería como un todo se requieren urgentemente.

La relación carga-deformación para un miembro de mampostería que falla en la flexión es aproximadamente del tipo elastoplástico; pero la ductilidad de un miembro de mampostería que falla en cortante es muy pequeña; por lo tanto, el comportamiento de todo el sistema es frágil. Como resultado, el Uniform Building Code (UBC) clasifica a las estructuras de mampostería como "sistemas de caja" y requiere que se les diseñe para las fuerzas sísmicas con un factor de respuesta igual a 1.33, que es dos veces mayor al de los marcos resistentes al momento. El mismo enfoque se sigue en ATC-3.

La mampostería no reforzada no debe utilizarse en estructuras de edificios de gran tamaño en áreas propensas a sismos severos por su frágil comportamiento. Sólo se permiten estructuras de mampostería reforzadas en áreas superiores a la Zona II en Estados Unidos. Los puntos siguientes se relacionan primeramente con la mampostería reforzada.



(a) (b)

Figura 3-101 Sistemas comunes de construcción con mampostería reforzada. (*a*) Mampostería reforzada y rellenada. (*b*) Mampostería de unidades huecas reforzadas.

3.6.2 Tipos de construcción

Los materiales que se utilizan en estructuras de mampostería varían desde materiales no ingenieriles (como la piedra y el adobe) hasta materiales resistentes a sismos (ladrillos y bloques de concreto). La forma de construcción también varía desde mampostería de piedra sin mortero hasta mampostería reforzada.

Los ejemplos habituales de mampostería reforzada se muestran en la figura 3-101. En *a*, las varillas de refuerzo están colocadas entre dos capas de mampostería, y el espacio se rellena con concreto que contiene grava fina como agregado. En *b* se colocan un par de unidades huecas, se incluye el refuerzo vertical y horizontal y existe un mortero en los huecos. El mortero debe colocarse en los huecos verticales sin refuerzo vertical.

3.6.3 Comportamiento de los materiales

Las resistencias a compresión de los elementos de mampostería son: 20 a 140 MPa para ladrillos sólidos de arcilla, de 7 a 100 MPa para ladrillos de construcción a base de arena y cal; y de 3.5 a 48 MPa para bloques huecos de concreto (sección bruta). Estos valores son un poco altos. Por otro lado, la resistencia del mortero es más baja: de 0.1 a 1 MPa para mortero de cal y de 15 a 30 MPa para mortero de cemento o de cemento y cal. La resistencia a compresión de un prisma hecho al colocar estos materiales está entre las resistencias de los elementos de mampostería y el mortero. La resistencia del prisma es menor que la mitad de la resistencia del elemento; se incrementa con el aumento de la resistencia del mortero y el decrecimiento del espesor de éste.

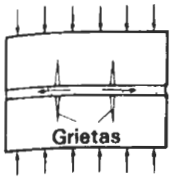


Figura 3-102 Mecanismo de falla de los prismas de mampostería. [*Tomado de M. J. N. Priestley, Masonry, en E. Rosenbleuth (ed.),* Design of Earthquake Resistant Structures, *Pentech Press, London, 1980, pp. 195–222*].

La siguiente explicación del porqué la resistencia del prisma depende de la resistencia del mortero se refiere a la figura 3-102. El coeficiente de Poisson para el mortero de la junta se incrementa gradualmente cuando el esfuerzo a compresión se aproxima a la máxima resistencia. Esto desarrolla el esfuerzo de tensión en los elementos de mampostería y, a la larga, provoca agrietamientos (Priestley, 1980). Puede utilizarse una placa de acero inoxidable intercalada en la junta para restringir la elongación transversal del mortero de la junta e incrementar la ductilidad del prisma (Priestley y Elder, 1982).

3.6.4 Miembros que fallan por flexión

3.6.4.1 Flexión en el plano de los muros La falla por flexión tiene lugar en los muros de mampostería donde el factor altura: longitud es relativamente grande y el contenido del refuerzo vertical no lo es. En la falla, la deformación en la fibra extrema en compresión alcanza aproximadamente 0.3%, como en el caso de los miembros de concreto reforzado y el refuerzo a tensión fluye. Por lo tanto, la resistencia última a flexión de un muro de mampostería se puede calcular con la ecuación (3-29), que es una fórmula de la resistencia aproximada para un muro de concreto reforzado.

El comportamiento histerético de un muro de mampostería que falla en flexión ante un momento repetido en su plano, con una fuerza axial pequeña, es aproximadamente del tipo elastoplástico y muestra una ductilidad alta y una pequeña degradación de resistencia. Un mu-

ro de mampostería que falla en la flexión y está sujeto a una fuerza axial alta no es necesariamente dúctil y la degradación es grave (Meli, 1974; Priestley y Elder, 1982).

3.6.4.2 Flexión fuera de plano de los muros El comportamiento de un muro de mampostería reforzado sujeto a flexión fuera de su plano, es algo similar al del muro de concreto reforzado, y la ductilidad es muy grande. La ductilidad de dicho muro de mampostería puede calcularse con la fórmula para una viga de concreto reforzado.

3.6.5 Miembros que fallan por cortante

3.6.5.1 Muros, pilas y vigas En los muros de mampostería sin aberturas, a menudo la falla de cortante tiene lugar como se muestra en la figura 3-103*a*, mientras en las pilas y vigas entre aberturas, la falla es como ilustra la figura 3-103*b*. Puesto que el movimiento relativo horizontal ocurre entre los segmentos a un lado del agrietamiento (Fig. 3-103*c*), el refuerzo horizontal es efectivo. Por otro lado, la acción de trabazón del

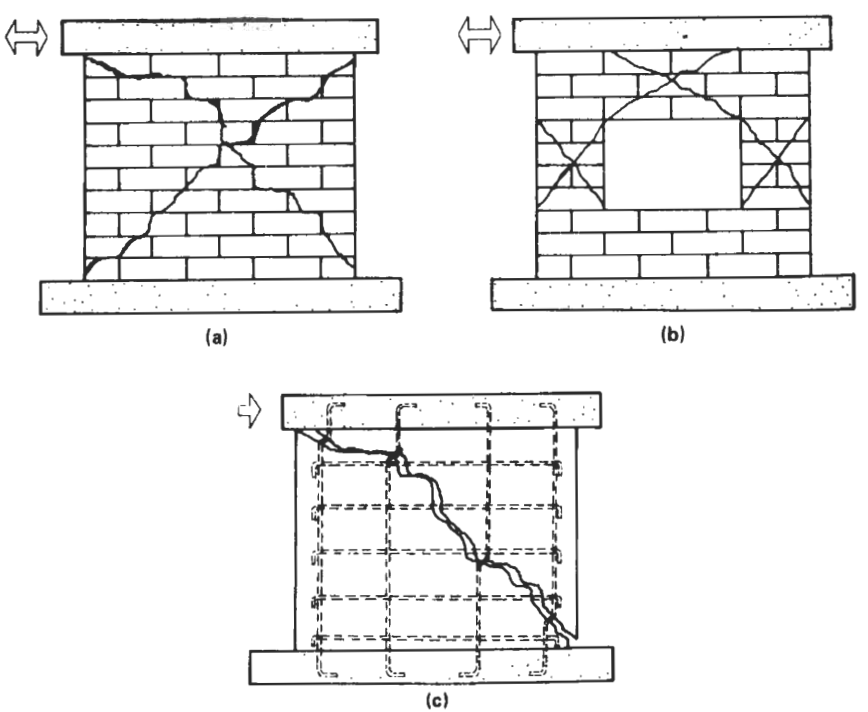


Figura 3-103 Grietas de cortante y refuerzo. (*a*) Muro de cortante. (*b*) Pilas y vigas. (*c*) Efectividad del refuerzo.

refuerzo vertical proporciona una pequeña resistencia. Por lo tanto, el refuerzo horizontal en el muro o en la pila y el refuerzo vertical en la viga actúan con eficacia para resistir el cortante.

Es más probable que la falla de cortante ocurra en dichos elementos de muro cuando la relación altura: longitud se torna más pequeña, cuando el contenido de refuerzo vertical, que principalmente resiste la flexión, es mayor y el contenido de refuerzo horizontal disminuye. La falla de cortante tiende a ser frágil, con una baja capacidad de disipación de energía y una seria degradación de la resistencia debida a la repetición de carga que tiene lugar (Mayes, Omote and Clough, 1976, 1977; Sheppard, Terčelj, y Türnsek, 1977).

La figura 3-104 presenta los lazos de histéresis para una pila sujeta a fuerza cortante repetida (Wakabayashi and Nakamura, 1983). La ductilidad se mejora con el incremento del refuerzo de cortante. La ductilidad en la pila se mejora todavía más al insertar placas confinantes en las juntas, las cuales están sujetas a un alto esfuerzo de compresión como resultado de la flexión. La acción de estas placas se describe en la sec-

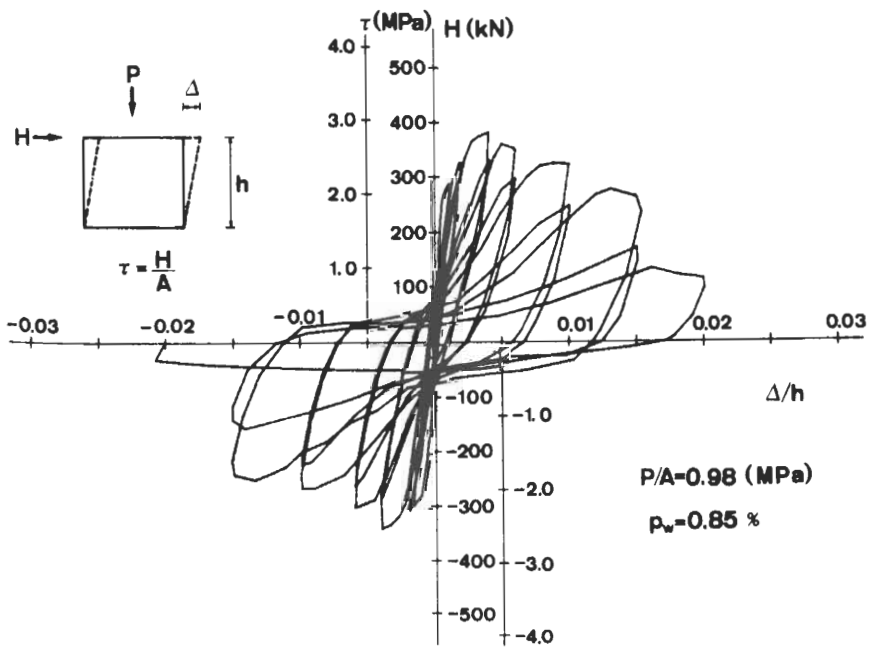


Figura 3-104 Relaciones de carga horizontal-deflexión de una pila sometida a cortante repetido y que falla por cortante. [*Tomado de M. Wakabayashi y T. Nakamura, Experimental study on masonry walls,* Proc. Kinki Branch Arch. Inst. Japan Ann. Conv., 461 – *464 (1983; en japonés)*].

ción 3.6.3. Está claro que la ductilidad del muro se relaciona con la ductilidad de los materiales de la mampostería (Priestley and Bridgeman, 1974; Priestley y Elder, 1982).

Se ha reportado que cuando un cortante repetido se aplica a muros de mampostería con una velocidad que varía desde 1 hasta 5 ciclos/s, la resistencia se incrementa en proporción a la velocidad de carga, el incremento de la resistencia es de aproximadamente 15% la resistencia estática cuando la velocidad de carga es igual a 5 ciclos/s (Tercelj, Sheppard y Türnsek, 1977). Otro informe concluye que la carga dinámica repetida causa una fuerte degradación en la capacidad y rigidez aun en muros de mampostería donde la flexión es predominante (Williams and Scrivener, 1974).

3.6.5.2 Muros confinados Cuando un muro de mampostería rodeado por un marco de concreto reforzado está sujeto a cortante, el tablero del muro y el marco se separan para una carga del 50 al 70% de la capacidad máxima, y entonces el muro actúa como un puntal diagonal de compresión. La falla final ocurre de las siguientes maneras (Priestley, 1980; Leuchars y Scrivener, 1976; Esteva, 1966):

1. *Falla del puntal diagonal de compresión.* La capacidad máxima se determina por la resistencia máxima de compresión del puntal, que tiene una anchura de aproximadamente un cuarto de la longitud diagonal del tablero (Fig. 3-105*a*).

2. *Falla horizontal deslizante del tablero.* Si la resistencia al deslizamiento es menos pequeña que la resistencia limitada por el puntal diagonal, el tablero de muro falla por el deslizamiento horizontal (Fig. 3-105*b*).

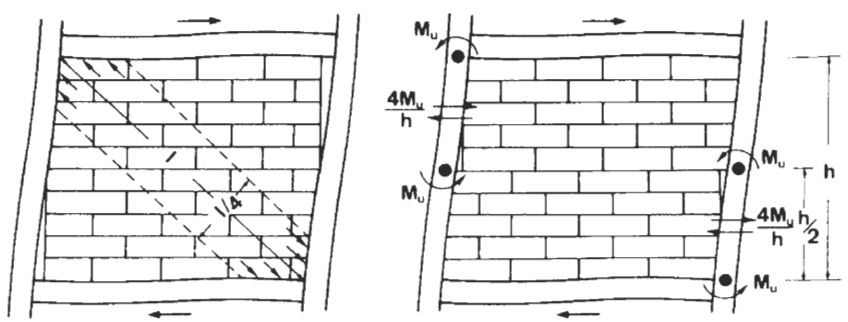


Figura 3-105 Mecanismos de falla y resistencia de muros confinados. (*a*) Falla de un puntal diagonal. (*b*) Deslizamiento horizontal de un tablero.

Una vez que ocurre el deslizamiento, el cortante externo se resiste solamente con las columnas, puesto que la fricción en las superficies del deslizamiento es muy pequeña. La resistencia suministrada por las columnas se determina como el valor más pequeño de la suma de las resistencias al cortante de las columnas y la suma de $4M_u/h$ la cual es la fuerza horizontal que hace que se formen articulaciones plásticas en el centro y en el extremo de cada columna, como se indica en la figura 3-105*b*. M_u designa el momento último en la sección de la columna.

Los muros confinados, como ya se describió, muestran una mayor ductilidad que los muros o las pilas de mampostería aislados. El deterioro de la resistencia es más serio para la mampostería hueca que para la mampostería sólida, debido a la fractura y el descascaramiento de las paredes (Meli, 1974). La resistencia y la capacidad de disipación de energía de un marco con muros confinados son mucho mayores que las del marco solo y, por consiguiente, un marco con muros confinados resulta efectivo contra los sismos, aun cuando las fuerzas introducidas se incrementen debido a la alta rigidez (Klinger y Bertero, 1977).

3.6.5.3 Muros confinados no estructurales Como se expuso en las secciones 4.7.4 y 4.7.5, un muro no estructural sin separación de otros elementos estructurales incrementa su rigidez y, de este modo, atrae una mayor respuesta sísmica. Un muro así, causa la concentración de esfuerzos en ciertos miembros, la deformación torsional del marco o ambos. Por otro lado, se incrementa la resistencia de cortante en los entrepisos y la capacidad de disipación de energía.

3.6.6 Comportamiento de los sistemas

Se han llevado a cabo muy pocas investigaciones relativas al comportamiento de la deformación de los sistemas de mampostería. El análisis de los sistemas de mampostería es difícil, puesto que se diseñan para minimizar las aberturas. Puede obtenerse una solución aproximada mediante el análisis elástico o elastoplástico de un marco que consiste de miembros lineales que reemplazan a la estructura real con muros confinados. En el análisis, los efectos de las deformaciones de cortante y las zonas rígidas alrededor de las conexiones viga a columna pueden tomarse en cuenta si es necesario. A menudo, la falla de cortante ocurre en los pilares y en las vigas de un sistema de mampostería (Fig. 3-106), puesto que el factor longitud a anchura de estos miembros es pequeño. Una vez que las vigas extremas fallan enseguida de la falla de cortante

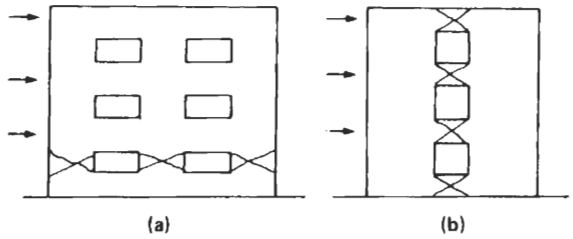


Figura 3-106 Grietas diagonales en pilares y vigas. (*a*) Grietas en los pilares. (*b*) Grietas en las vigas.

de las vigas de borde (Fig. 3-106*b*), los dos muros resisten el cortante externo mediante acción en voladizo.

Además de la falla debida a las fuerzas sísmicas en el plano, el patrón de la falla que se muestra en la figura 3-107, se observa con frecuencia en las estructuras de mampostería:

1. La falla de flexión debido a las fuerzas sísmicas fuera del plano
2. Las fallas del muro a dos aguas, de la estructura del techo y la intersección del muro y la cumbrera

Debido a estas fallas, el muro se desgaja de conjunto y pone en peligro el área que lo rodea.

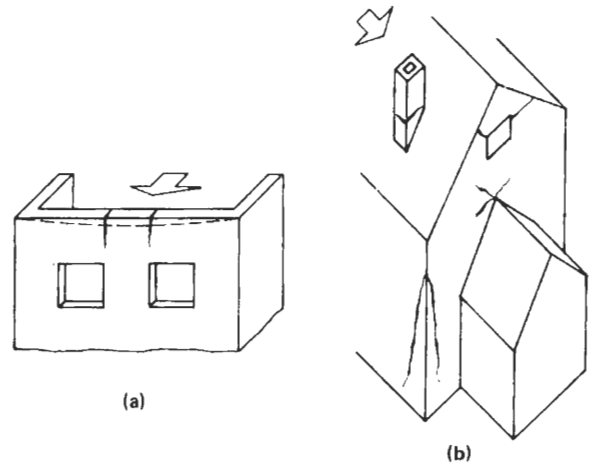


Figura 3-107 Varias distribuciones de grietas en edificios de mampostería. (*a*) Grietas producidas por flexión fuera del plano. (*b*) Grietas producidas por esfuerzos locales y otros esfuerzos.

3.6.7 Daño sísmico

Demasiadas estructuras de mampostería se han dañado por sismos pasados. Por ejemplo, de 50 000 estructuras de edificios sujetas al sismo de Skopje (1963), el 10% se derrumbó completo y el 37% se dañó seriamente y fue demolido (Kunze, Fintel y Amrhein, 1965).

La mayoría de estas estructuras eran de cuatro a cinco pisos, de mampostería o de mampostería mezclada con concreto reforzado. En ninguna se dio la atención adecuada al diseño contra las acciones sísmicas serias. La figura 3-108 ilustra un ejemplo del daño a un edificio escolar de mampostería. La 3-109 es un ejemplo del daño a un edificio escolar de mampostería no reforzada.

3.7 Comportamiento de las estructuras de madera

3.7.1 Introducción

La madera es ligera y posee alta resistencia y ductilidad. De este modo, se considera un buen material sismorresistente. Se considera que las estructuras de madera poseen una alta capacidad de resistencia sísmica si losas y techos son ligeros. El número de vidas perdidas por derrumbes de estructuras de madera probablemente es mucho menor que por derrumbes de estructuras de mampostería.

Sin embargo, se debe hacer notar que un número sustancial de gente murió o resultó lastimada como resultado del fuego después del sismo de

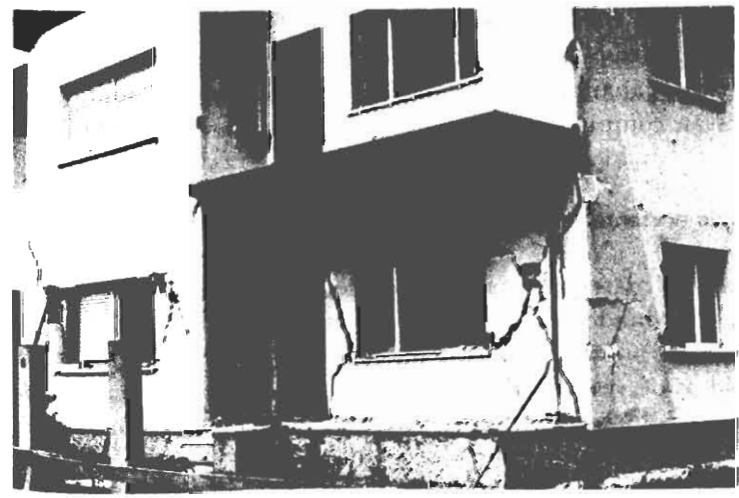


Figura 3-108 Daños en una casa de mampostería de ladrillo sin refuerzo; sismo de Montenegro, Yugoslavia, 1979. (*Cortesía de B. Simeonov*).

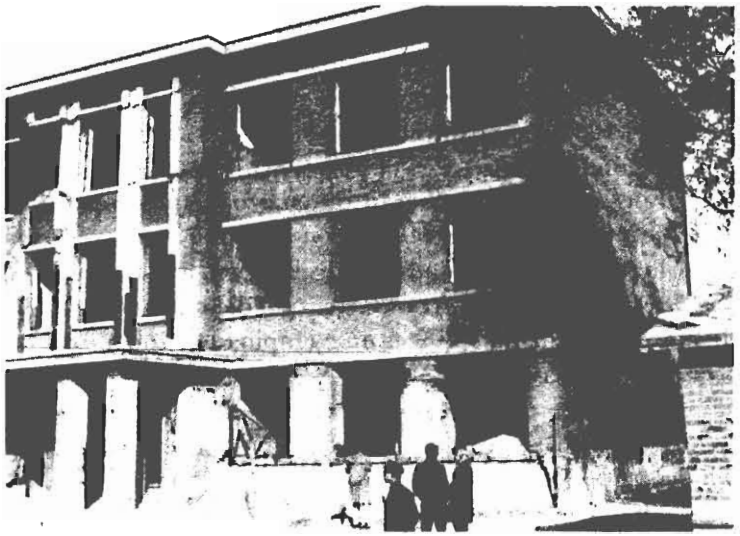


Figura 3-109 Daños en un edificio escolar de mampostería sin refuerzo; sismo de Tangshan, China, 1976.

San Francisco (1906). De igual manera, la mayoría de las 140 000 vidas perdidas en el sismo de Kanto (1923), fue por el incendio que ocurrió después del sismo, en la densa área de casas de madera. Los incendios causados por sismos en casas de madera en áreas urbanas son un problema muy importante.

Las estructuras de madera se dividen en *a*) construcciones ligeras, como las casas, que no requieren cálculo estructural y *b*) construcción ingenieril. En este caso, la capacidad de resistencia sísmica se debe verificar mediante cálculos. En ambos, las estructuras de madera normalmente están compuestas por diafragmas y muros de cortante.

3.7.2 Muros de cortante

Se utilizan varios materiales para muros de cortante y diafragmas en las estructuras de madera: tableros recubiertos con madera laminada, paredes a base de puntales entablados con listón y yeso, tableros recubiertos, tableros de yeso y cartón de fibra. Las resistencias permitidas para estos materiales, que se determinan mediante ensayos a cortante, se dan en ATC-3 y otros reglamentos; pero se debe hacer notar que las resistencias especificadas difieren de un país a otro.

La figura 3-110 muestra las relaciones carga-deflexión para muros de cortante de madera con varios revestimientos, en los que se observa

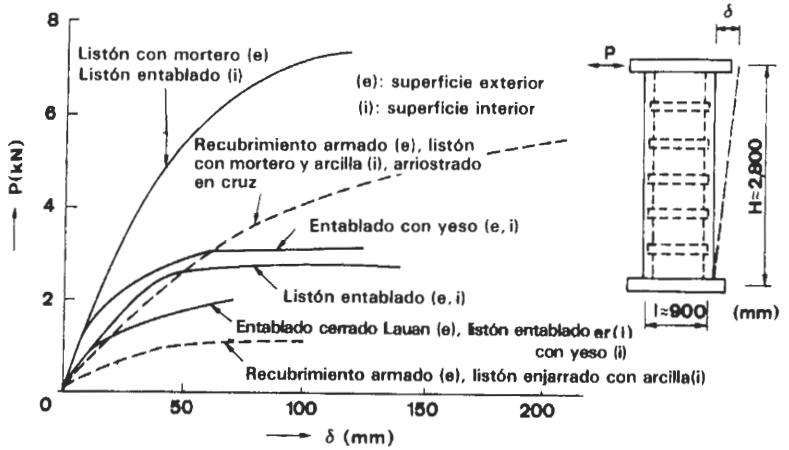


Figura 3-110 Relaciones de carga-deflexión de muros de madera sometidos a fuerza cortante monotónica.

que la resistencia varía sustancialmente con el tipo de revestimiento. Las relaciones son no lineales desde las primeras etapas de carga, y la ductilidad es grande (Watabe y Kawashima, 1971). En la figura 3-111 se presenta el comportamiento de un muro de madera sujeto a cortante repetido (Medearis, 1966). La mayoría de los muros de madera poseen un gran factor de amortiguamiento equivalente al 10%, independientemente de la amplitud de deflexión.

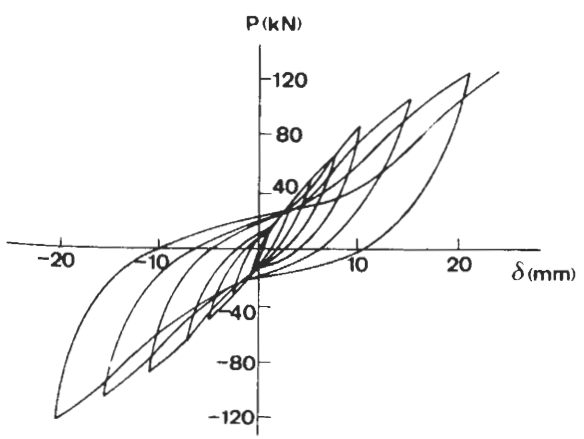


Figura 3-111 Relaciones de carga-deflexión de un muro de madera sometido a fuerza cortante repetida alternadamente. [*Tomado de K. Medearis, Static and dynamic properties of shear structures,* Proc. Int. Symp. Effect Repeating Loading Mater. Struct., *RILEM, Ciudad de México,* **6** *(1966)*].

3.7.3 Sistemas

El comportamiento histerético de un sistema de madera es afectado por la resistencia y el comportamiento en la deformación de los anclajes del muro de cortante y también por el diafragma. Sin embargo, el comportamiento del sistema es, en general, muy similar al de los componentes (muro de cortante y diafragma).

La figura 3-112 muestra los lazos de histéresis para casas de madera de dos pisos donde se observa torsión, puesto que los muros se han colocado simétricamente en el conjunto. La disposición excéntrica causa torsión.

3.7.4 Daño sísmico

Aunque la capacidad de resistencia sísmica de estructuras de madera es muy alta, muchas de ellas no ingenieriles han sido dañadas seriamente por sismos pasados debido a una forma estructural y detalles inadecuados. El sismo de Miyagiken-Oki de 1978 derrumbó por completo o dañó seriamente cerca de 7000 casas de madera (Iizuka, 1980). Las causas principales del daño son las siguientes:

1. Insuficiente cantidad de muros
2. Torsión por la disposición excéntrica de los muros
3. Sobrepeso de los techos

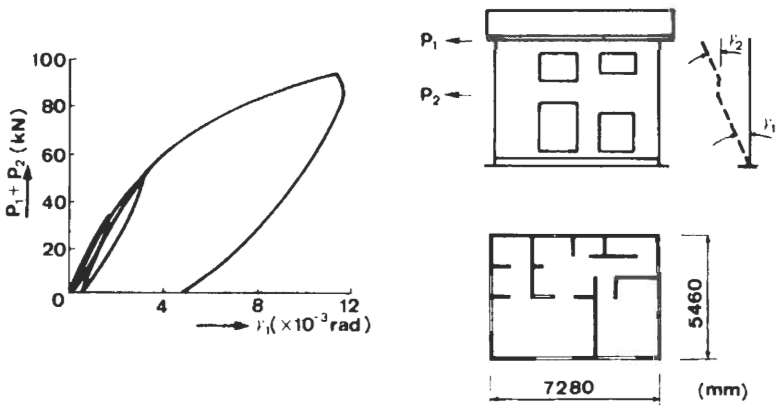


Figura 3-112 Relaciones de carga horizontal-deflexión en una casa de madera. [*Tomado de H. Noguchi y H. Sugiyama, On the racking stiffness of bearing walls of platform construction due to full-scale house test and ordinary racking test (no. 1),* Trans. Arch. Inst. Japan, *no. 248, 1–12 (1976; en japonés)*].

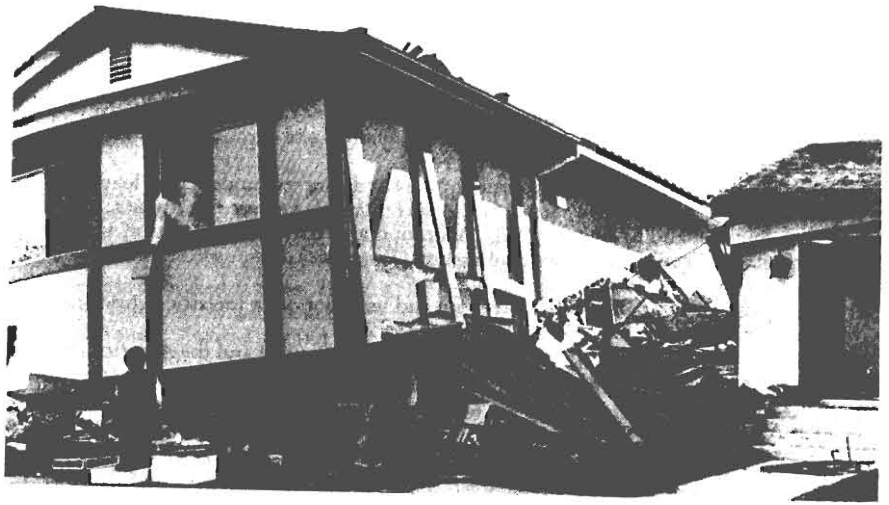


Figura 3-113 Daños en casas de madera en desnivel; sismo de San. Fernando, California, 1971. (*Tomado de G. A. Frazier, J. H. Wood y G. W. Housner,* Earthquake Damage to Buildings; Engineering Features of the San Fernando Earthquake, *EERL 71-02, Earthquake Eng. Res. Lab., California Institute of Technology, Pasadena, Calif., 1971, pp. 140–298.*)

4. Anclaje deficiente, tanto de una columna al zócalo como del umbral al cimiento
5. Separación de los cimientos
6. Conexiones deficientes
7. Deslizamientos y otras fallas del terreno

El daño a las estructuras de madera se centró en un área de aluvión de gran espesor, como se describe en la sección 1.3.3 (Ohsaki, 1962; SRT, 1960). La figura 3-113 presenta el derrumbe de una cochera en la planta baja, que fue típico del daño que se observó en el sismo de San Fernando de 1971 (Frazier, Wood y Housner, 1971).

REFERENCIAS

ACI Committee 318 (1983*a*). *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83),* American Concrete Institute, Detroit.

——— (1983*b*). *Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83),* American Concrete Institute, Detroit.

AIJ (Architectural Institute of Japan) (1968). *Report on the Damage Due to 1968 Tokachi-Oki Earthquake,* AIJ, Tokyo (in Japanese).

——— (1975*a*). *Guide of the Plastic Design of Steel Structures,* AIJ, Tokyo (in Japanese).

——— (1975*b*). *Design Standard for Composite Steel-Reinforced Concrete Structures,* AIJ, Tokyo (in Japanese).

——— (1979). *Design Standard for Steel Structures*, AIJ, Tokyo.
——— (1980). *Report on the Damage Due to 1978 Miyagiken-Oki Earthquake*, AIJ, Tokyo (in Japanese).
AISC (American Institute of Steel Construction) (1969). *AISC Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings, and Commentary*, AISC, New York.
——— (1978). *AISC Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings, and Commentary*, AISC, New York.
Aoyama, H. (1981). Mechanical properties of steel and concrete under cyclic loading, in O. Ergünay and M. Erdik (eds.), *State-of-the-Art in Earthquake Engineering*, Ankara, 301–322.
———, S. Sugano, and S. Nakata (1970). Vibration and static loading tests of Hachinohe Technical College, part 2: Static loading tests, *Trans. Arch. Inst. Japan*, no. 169, 33–41 (in Japanese).
Arnold, P., and D. F. Adams (1968). Strength and behavior of an inelastic hybrid frame, *J. Struct. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **94**(ST-1), 243–266.
ASCE-WRC (Joint Committee of the Welding Research Council and the American Society of Civil Engineers) (1971). *Plastic Design in Steel: A Guide and Commentary*, 2d ed., New York.
Astaneh-Asl, A., S. C. Goel, and R. D. Hanson (1982). *Cyclic Behavior of Double Angle Bracing Members with End Gusset Plates*, UMEE 82R7, Dept. Civ. Eng., University of Michigan, Ann Arbor.
ATC-3 (Applied Technology Council) (1978). *Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings (ATC-3-06)*, Nat. Bur. Stand. Spec. Publ. 510, Washington.
Bertero, V. V. (1969). Seismic behavior of steel beam-to-column connection subassemblages, *Proc. Fourth World Conf. Earthquake Eng.*, Santiago, **2**(B-3), 31–44.
———, H. Krawinkler, and E. P. Popov (1973). *Further Studies on Seismic Behavior of Steel Beam-to-Column Subassemblages*, Rep. 73-27, Earthquake Eng. Res. Center, College of Engineering. University of California, Berkeley.
——— and E. P. Popov (1965). Effect of large alternating strains of steel beams, *J. Struct. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **91**(ST-1), 1–12.
———, ———, and H. Krawinkler (1972). Beam-to-column subassemblages under repeated loading, *J. Struct. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **98**(ST-5), 1137–1159.
Black, R. G., W. A. Wenger, and E. P. Popov (1980). *Inelastic Buckling of Steel Struts under Cyclic Load Reversals*, Rep. UCB/EERC-80/40, Earthquake Eng. Res. Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.
Blakeley, R. W. G., and R. Park (1973). Prestressed concrete sections with cyclic flexure, *J. Struct. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **99**(ST-8), 1717–1742.
Bresler, B., and J. G. MacGregor (1967). Review of concrete beams failing in shear, *J. Struct. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **93**(ST-1), 343–372.
Cardenas, A. E., J. M. Hanson, W. G. Corley, and E. Hognestad (1973). Design provisions for shear walls, *J. Am. Concr. Inst.*, **70**(3), 221–230.
Carpenter, L. D., and L.-W. Lu (1969). Repeated and reversed load tests on full-scale steel frames, *Fourth World Conf. Earthquake Eng.*, Santiago, **1**(B-2), 125–136.
Corley, W. G. (1966). Rotational capacity of reinforced concrete beams. *J. Struct. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **92**(ST-5), 121–146.
——— and N. W. Hanson (1969). Design of beam column joints for seismic resistant reinforced concrete frames, *Fourth World Conf. Earthquake Eng.*, Santiago, **2**(B-3), 69–82.
Daniels, J. H., and J. W. Fisher (1970). Behavior of composite beam to column joints, *J. Struct. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **96**(ST-3), 671–685.
——— and L.-W. Lu (1966). *The Subassemblage Method of Designing Unbraced Multi-Story Frames*, Fritz Eng. Lab. Rep. 273.37, Lehigh University, Bethlehem, Pa.
de Buen, O. (1969). A modification to the subassemblage method of designing unbraced multistory frames, *Eng. J.*, American Institute of Steel Construction, **6**(4).
——— (1980). Steel structures, in E. Rosenblueth (ed.), *Design of Earthquake Resistant Structures*, Pentech Press, London, 100–141.
Driscoll, G. C., Jr., L. S. Beedle, T. V. Galambos, L.-W. Lu, J. W. Fisher, A. Ostapenko, J. Daniels, and B. Parikh (1965). *Plastic Design of Multi-Story Frames—Lecture Notes and Design Aids*, Fritz Eng. Lab. Rep. 273.20 and 273.24, Lehigh University, Bethlehem, Pa.
Esteva, L. (1966). Behavior under alternating loads of masonry diaphragms framed by

reinforced concrete members. *Proc. Int. Symp. Effect Repeated Loading Mater. Struct.*, RILEM, Mexico City, **5**.
Fenwik, R. C., and H. M. Irvine (1977). Reinforced concrete beam-column joints for seismic loading, *Bull. N.Z. Nat Soc. Earthquake Eng.*, **10**(3), 121–128.
Fiorato, A. E., R. G. Oesterle, Jr., and J. E. Carpenter (1976). Reversing load tests of five isolated structural walls, *Proc. Int. Symp. Earthquake Struct. Eng.*, University of Missouri–Rolla, St. Louis, 437–453.
Frazier, G. A., J. H. Wood, and G. W. Housner (1971). *Earthquake Damage to Buildings; Engineering Features of the San Fernando Earthquake*, EERL 71-02, Earthquake Eng. Res. Lab., California Institute of Technology, Pasadena, 140–298.
Fujimoto, M., T. Aoyagi, K. Ukai, A. Wada, and K. Saito (1972). Structural characteristics of eccentric K-braced frames, *Trans. Arch. Inst. Japan*, no. 195, 39–49 (in Japanese).
———, A. Wada, K. Shirakata, and R. Kosugi (1973). Nonlinear analysis for K-type braced steel frames, *Trans. Arch. Inst. Japan*, no. 209, 41–51 (in Japanese).
Fujiwara, T. (1980). Seismic behavior of inelastic members of braced frame structure, *Proc. Seventh World Conf. Earthquake Eng.*, Istanbul, **7**, 241–248.
Galambos, T. V., and M. G. Lay (1965). Studies of the ductility of steel structures, *J. Struct. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **91**(ST-4), 125–151.
Gavrilovic, P., M. Velkov, D. Jurukovski, and D. Mamucevski (1980). Behavior of reinforced concrete beam-column joints under cyclic loading, *Proc. Seventh World Conf. Earthquake Eng.*, Istanbul, **7**, 289–296.
Gugerli, H., and S. C. Goel (1982). *Inelastic Cyclic Behavior of Steel Bracing Members*, UMEE 82R1, Dept. Civ. Eng., University of Michigan, Ann Arbor.
Hanson, R. (1975). Characteristics of steel members and connections, *Proc. U.S. Nat. Conf. Earthquake Eng.*, Ann Arbor, Mich., 255–267.
Hognestad, E. (1952). Inelastic behavior in tests of eccentrically loaded short reinforced concrete columns, *J. Am. Concr. Inst.* **24**(2).
Igarashi, S., K. Inoue, M. Asano, and K. Ogawa (1972). Hysteretic characteristics of steel braced frames, part 2: Dynamic analysis of diagonal bracings, *Trans. Arch. Inst. Japan*, no. 205, 37–42 (in Japanese).
Iizuka, G. (1980). On the damage and caution to wooden houses by recent earthquakes in Japan, *Proc. Seventh World Conf. Earthquake Eng.*, Istanbul, **5**, 121–124.
Inomata, S. (1979). Background of the FIP specification for aseismic design of prestressed concrete structures, *Prestressed Concr.*, **21**(4), 62–71 (in Japanese).
Jain, A. K., S. C. Goel, and R. D. Hanson (1980). Hysteretic cycles of axially loaded steel members, *J. Struct. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **106**(ST-8), 1777–1795.
——— and R. D. Hanson (1980). Hysteresis models of steel members for earthquake response of braced frames, *Proc. Seventh World Conf. Earthquake Eng.*, Istanbul, **6**, 463–470.
Jirsa, J. O. (1981). Seismic behavior of R.C. connections (beam-column joints), in O. Ergünay and M. Erdik (eds.), *State-of-the-Art in Earthquake Engineering 1981*, Ankara, 365–374.
———, D. F. Meinheit, and J. W. Woolen (1975). Factors influencing the shear strength of beam-column joints, *Proc. U.S. Nat. Conf. Earthquake Eng.*, Ann Arbor, Mich., 297–305.
Kamimura, T. (1975). Ultimate shear capacity of reinforced concrete beam-to-column connection, *Proc. Arch. Inst. Japan Ann. Conv.*, 1155–1156.
Kato, B. (1982). Beam-to-column connection research in Japan, *J. Struct. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **108**(ST-2), 343–360.
——— and H. Akiyama (1973). Theoretical prediction of the load-deflection relationship of steel members and frames, *Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads: Preliminary Report*, International Association of Bridge and Structural Engineering, Lisbon Symposium, 23–28.
——— and M. Nakao (1973). The influence of the elastic plastic deformation of beam-to-column connections on the stiffness, ductility and strength of open frames, *Proc. Fifth World Conf. Earthquake Eng.*, Rome, **1**, 825–828.
——— and N. Uchida (1974). Test of composite beam to column joints, *Proc. Nat. Conf. Planning Des. Tall Build.*, Tokyo, **3**, 119–120.
Kent, D. C., and R. Park (1971). Flexural members with confined concrete, *J. Struct. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **97**(ST-7), 1969–1990.
Klinger, R. E., and V. V. Bertero (1977). Infilled frames in aseismic construction, *Proc. Sixth World Conf. Earthquake Eng.*, New Delhi, **2**, 1926–1932.

Krawinkler, H., V. V. Bertero, and E. P. Popov (1971). *Inelastic Behavior of Steel Beam-to-Column Subassemblages*, Rep. EERC 71-7, Earthquake Eng. Res. Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.

———, ———, and ——— (1975). Shear behavior of steel frame joints, *J. Struct. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **101**(ST-11), 2317–2336.

——— and E. P. Popov (1982). Seismic behavior of moment connections and joints, *J. Struct. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **108**(ST-2), 373–391.

Kunze, W. E., M. Fintel, and J. E. Amrhein (1965). The Skopje, Yugoslavia, Earthquake of July 26, 1963, *Proc. Third World Conf. Earthquake Eng.*, Auckland, **3**, S-39–48.

Kurobane, Y., S. Hisamitsu, and S. Sakamoto (1967). On the strength and stiffness of the corner connection in the steel pipe column, *Trans. Arch. Inst. Japan*, no. 132, 17–24 (in Japanese).

Lay, M. G., and T. V. Galambos (1965). Inelastic steel beams under uniform moment, *J. Struct, Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **91**(ST-6), 67–93.

——— and ——— (1967). Inelastic beams under moment gradient, *J. Struct. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **93**(ST-1), 381–399.

Leuchars, J. M., and J. C. Scrivener (1976). Masonry infill panels subjected to cyclic in-plane loading, *Bull. N. Z. Nat. Soc. Earthquake Eng.*, **9**(2), 121–131.

Maison, B. F., and E. Popov (1980). Cyclic response prediction for braced steel frames, *J. Struct. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **106** (ST-7), 1401–1416.

Makino, M., M. Ozaki, and M. Hirosawa (1965). *Bearing Walls of Steel Framed Reinforced Concrete with Steel Plates*, Rep. Build. Res. Inst., no. 46, 99–130.

Mattock, A. H. (1967). Discussion of rotational capacity of reinforced concrete beams by W. G. Corley, *J. Struct. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **93**(ST-2), 519–522.

Mayes, R. L., Y. Omote, and R. W. Clough (1976). *Cyclic Shear Tests of Masonry Piers*, Rep. EERC 76-8, Earthquake Eng. Res. Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.

———, ———, and ——— (1977). Cyclic shear tests on masonry piers, *Proc. Sixth World Conf. Earthquake Eng.*, New Delhi, **3**, 3195–3201.

Medearis, K. (1966). Static and dynamic properties of shear structures, *Proc. Int. Symp. Effect Repeated Loading Mater. Struct.*, RILEM, Mexico City, **6.**

Meli, R. (1974). Behavior of masonry walls under lateral loads, *Proc. Fifth World Conf. Earthquake Eng.*, Rome, **1**, 853–862.

Minami, K., and M. Wakabayashi (1974). Shear strength of steel reinforced concrete (SRC) columns, *Symposium on Design and Safety of Reinforced Concrete Compression Members: Preliminary Report*, International Association of Bridge and Structural Engineering, Quebec Symposium, 305–313.

——— and ——— (1980). Earthquake resistant properties of diagonally reinforced concrete columns, *Trans. Japan Concr. Inst.*, **2**, 431–438.

——— and ——— (1981). Rational analysis of shear in reinforced concrete columns, IABSE Colloquium, Delft, 1981, *Advanced Mechanics of Reinforced Concrete: Final Report*, International Association of Bridge and Structural Engineering, Delft, Netherlands, 603–614.

Mitani, I., M. Makino, and C. Matsui (1977). Influence of local buckling on cyclic behavior of steel beam-columns, *Proc. Sixth World Conf. Earthquake Eng.*, New Delhi, **3**, 3175–3180.

Morita, S., and T. Kaku (1973). Local bond stress-slip relationship under repeated loading, *Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads: Preliminary Report*, International Association of Bridge and Structural Engineering, Lisbon Symposium, 221–227.

Muguruma, H., F. Watanabe, and E. Nagai (1978). A study on the hysteretic characteristics of prestressed concrete statically indeterminate rigid frame under repeated horizontal load, *Rep. Kinki Branch Arch. Inst. Japan*, 73–76 (in Japanese).

———, ———, H. Tanaka, K. Sakurai, E. Nakamura, and S. Shoda (1979). Mathematical model of compressive stress strain curve of laterally reinforced concrete, *Rep. Kinki Branch Arch. Inst. Japan*, no. 19, 17–20 (in Japanese).

Naka, T., B. Kato, M. Watabe, and M. Nakao (1969). Research on the behavior of steel beam-to-column connections in the seismic-resistant structure, *Proc. Fourth World Conf. Earthquake Eng.*, Santiago, **2**(B-3), 1–14.

Nakamura, T., and M. Wakabayashi (1976). A study on the superposition method to estimate the ultimate strength of steel reinforced concrete column subjected to axial

thrust and bending moment simultaneously, *Bull. Disaster Prevention Res. Inst.*, Kyoto University, **26**, 163–193.

Noguchi, H., and H. Sugiyama (1976). On the racking stiffness of bearing walls of platform construction due to full-scale house test and ordinary racking test (no. 1), *Trans. Arch. Inst. Japan*, no. 248, 1–12 (in Japanese).

Nonaka, T. (1973). An elastic-plastic analysis of a bar under repeated axial loading, *Int. J. Solids Struct.*, **9**, 569–580.

Ohsaki, Y. (1962). Earthquake damage of wooden buildings and depth of alluvial deposit, *Trans. Arch. Inst. Japan*, no. 72, 29–32.

Park, R. (1980). Partially prestressed concrete in seismic design of frames, *Proc. FIP Symp. Partial Prestressing Practical Constr. Prestressed Reinf. Concr.*, Bucharest, **1**, 104–117.

——— and T. Paulay (1975). *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley & Sons, Inc., New York.

——— and ——— (1980). Concrete structures, in E. Rosenblueth (ed.), *Design of Earthquake Resistant Structures*, Pentech Press, London, 142–194.

——— and K. J. Thompson (1977). Some recent research in New Zealand into aspects of the seismic resistance of prestressed concrete frames, *Proc. Sixth World Conf. Earthquake Eng.*, New Delhi, **3**, 3227–3232.

Paulay, T. (1972). Some aspects of shear wall design, *Bull. N.Z. Nat. Soc. Earthquake Eng.*, **5**(3), 89–105.

——— (1980). Earthquake-resisting shear walls—New Zealand design trends, *J. Am. Concr. Inst.*, **77**, 144–152.

———, R. Park, and M. J. N. Priestley (1978). Reinforced concrete beam-column joints under seismic actions, *J. Am. Concr. Inst.*, **75**(11), 585–593.

——— and A. Scarpas (1981). The behavior of exterior beam-column joints, *Bull. N.Z. Nat. Earthquake Eng.*, **14**(3), 131–144.

Pfrang, E. O., C. P. Siess, and M. A. Sozen (1964). Load-moment-curvature characteristics of reinforced concrete cross sections, *J. Am. Concr. Inst.*, **61**(7), 763–778.

Popov, E. P. (1980*a*). An update on eccentric seismic bracing, *Eng. J.*, American Institute of Steel Construction, third quarter, 70–71.

——— (1980*b*). Eccentric seismic bracing of steel frames, *Proc. Seventh World Conf. Earthquake Eng.*, Istanbul, **7**, 127–132.

——— and V. V. Bertero (1980). Seismic analysis of some steel building frames, *J. Eng. Mech. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **106**, 75–93.

———, ———, and S. Chandramouli (1975). Hysteretic behavior of steel columns, *Proc. U.S. Nat. Conf. Earthquake Eng.*, Ann Arbor, Mich., 245–254.

———, ———, and H. Krawinkler (1974). Moment-resisting steel subassemblages under seismic loadings, *Proc. Fifth World Conf. Earthquake Eng.*, Rome, **2**, 1481–1490.

——— and R. B. Pinkney (1968). Behavior of steel building connections subjected to inelastic strain reversals, *Steel Res. Constr. Bull.*, no. 13, American Iron and Steel Institute, New York.

——— and ——— (1969*a*). Reliability of steel beam-to-column connections under cyclic loading, *Proc. Fourth World Conf. Earthquake Eng., Santiago*, **2**(B-3), 15–30.

——— and ——— (1969*b*). Cyclic yielding reversal in steel building connections, *J. Struct. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **95**(ST-3), 327–353.

——— and R. M. Stephan (1972). Cyclic loading of full-size steel connections, *Steel Res. Constr., Bull.* no. 21, American Iron and Steel Institute, New York.

———, K. Takanashi, and C. Roeder (1976). *Structural Steel Bracing Systems: Behavior under Cyclic Loading*, Rep. EERC/76-17, Earthquake Eng. Res. Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.

———, V. Zayas, and S. Mahin (1979). Cyclic inelastic buckling of thin tubular columns, *J. Struct. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **105**(ST-11), 2261–2277.

Priestley, M. J. N (1980). Masonry, in E. Rosenblueth (ed.), *Design of Earthquake Resistant Structures*, Pentech Press, London, 195–222.

——— and D. O. Bridgeman (1974). Seismic resistance of brick masonry walls, *Bull. N.Z. Nat. Soc. Earthquake Eng.*, **7**(4), 167–187.

——— and D. McG. Elder (1982). Cyclic loading tests of slender concrete masonry shear walls, *Bull. N.Z. Nat. Soc. Earthquake Eng.*, **15**(1), 3–21.

Roeder, C., and E. P. Popov (1978). Eccentrically braced steel frames for earthquakes, *J. Struct. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **106**(ST-3), 391–413.

Sakamoto, J., and Y. Kohama (1973). On the dynamic behavior of braced structures subjected to random excitation, *Trans. Arch. Inst. Japan*, no. 248, 31–42 (in Japanese).
——— and A. Miyamura (1966). Critical strength of elastoplastic steel frames under vertical and horizontal loadings, *Trans. Arch. Inst. Japan*, no. 124, 1–7 (in Japanese).
Scott, B. D., R. Park, and M. J. N. Priestley (1982). Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates, *J. Am. Concr. Inst.*, **79**(2), 13–27.
Sheikh, S. A. (1982). A comparative study of confinement models, *J. Am. Concr. Inst.*, **79**(4), 296–306.
——— and S. M. Uzumeri (1980). Mechanism of confinement in tied columns, *Proc. Seventh World Conf. Earthquake Eng.*, Istanbul, **7**, 71–78.
Sheppard, P., S. Terčelj, and V. Türnšek (1977). The influence of horizontally-placed reinforcement on the shear strength and capacity of masonry walls, *Proc. Sixth World Conf. Earthquake Eng.*, New Delhi, **3**, 3000–3005.
Shibata, M., T. Nakamura, N. Yoshida, S. Morino, T. Nonaka, and M. Wakabayashi (1974). Elastic-plastic behavior of steel braces under repeated axial loading, *Proc. Fifth World Conf. Earthquake Eng.*, Rome, **1**, 845–848.
SRT (Subsoil Research Team of the Earthquake Research Institute) (1960). Earthquake damage and subsoil conditions as observed in certain districts of Japan, *Proc. Second World Conf. Earthquake Eng.*, Tokyo, **1**, 311–325.
Suzuki, T., and T. Ono (1977). An experimental study on inelastic behavior of steel members subjected to repeated loading, *Proc. Sixth World Conf. Earthquake Eng.*, New Delhi, **3**, 3163–3168.
Takanashi, K. (1974). Inelastic lateral buckling of steel beams subjected to repeated and reversed loadings, *Proc. Fifth World Conf. Earthquake Eng.*, Rome, **1**, 795–798.
Takeda, J. (1971). New steel bracings, *Kenchiku-Gijutsu*, no. 250, 121–128 (in Japanese).
Tall Building Committee 15 (Committee 15 of the Council on Tall Building and Urban Habitat) (1979). Plastic analysis and design, in *Monograph on Planning and Design of Tall Buildings*, SB-3, American Society of Civil Engineers, New York, 137–238.
Tall Building Committee 21D (Committee 21D of the Council on Tall Building and Urban Habitat) (1979). Design of cast-in-place concrete, in *Monograph on Planning and Design of Tall Buildings*, CB-11, American Society of Civil Engineers, New York, 501–576.
Tall Building Committee 21E (Committee 21E of the Council on Tall Building and Urban Habitat) (1979). Design of structures with precast concrete elements, in *Monograph on Planning and Design of Tall Buildings*, CB-12, American Society of Civil Engineers, New York, 575–653.
Tall Building Committee A41 (Committee A41 of the Council on Tall Building and Urban Habitat) (1979). Mixed construction, in *Monograph on Planning and Design of Tall Buildings*, SB-9, American Society of Civil Engineers, New York, 617–804.
Tall Building Committee 43 (Committee 43 of the Tall Building and Urban Habitat) (1979). Connections, in *Monograph on Planning and Design of Tall Buildings*, SB-7, American Society of Civil Engineers, New York, 483–575.
Tanabashi, R., K. Kaneta, and T. Ishida (1974). On the rigidity and ductility of steel bracing assemblage, *Proc. Fifth World Conf. Earthquake Eng.*, Rome, **1**, 834–840.
———, Y. Yokoo, M. Wakabayashi, T. Nakamura, and H. Kunieda (1971). Deformation history dependent inelastic stability of columns subjected to combined alternately loading, *RILEM Colloq. Int. Symp.*, Buenos Aires.
Terčelj, S., P. Sheppard, and V. Türnšek (1977). The influence on the shear strength and ductility of masonry walls in dynamic loading tests, *Proc. Sixth World Conf. Earthquake Eng.*, New Delhi, **3**, 2992–2997.
Tomii, M., C. Matsui, and K. Sakino (1974). Concrete filled steel tube structures, *Proc. Nat. Conf. Tall Build.*, Tokyo, **3**, 55–72.
Umemura, H., H. Aoyama, and H. Takizawa (1974). Analysis of the behavior of reinforced concrete structures during strong earthquakes based on empirical estimation of inelastic restoring force characteristics of members, *Proc. Fifth World Conf. Earthquake Eng.*, Rome, **2**, 2201–2210.
Uzumeri, S. M. (1977). Strength and ductility of cast-in-place beam-column joints, in *Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones*, American Concrete Institute, SP53, 293–350.

Vann, W. P., L. E. Thompson, L. E. Whalley, and L. D. Ozier (1974). Cyclic behavior of rolled steel members, *Proc. Fifth World Conf. Earthquake Eng.*, Rome, **1**, 1187–1193.
Viest, I. M. (1974). Composite steel-concrete construction, *J. Struct. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **100**(ST-5); 1085–1139.
Viwathanatepa, S., E. P. Popov, and V. V. Bertero (1979). *Effects of Generalized Loadings on Bond of Reinforcing Bars Embedded in Confined Concrete Blocks*, Rep. EERC-79-22, Earthquake Eng. Res. Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.
Vogel, U. (1963). On the strength of steel frames. *Stahlbau*, **32**(4), 106–113.
Wakabayashi, M. (1965). The restoring force characteristics of multistory frames, *Bull. Disaster Prevention Res. Inst.*, Kyoto University, **14**, part 2, no. 78, 29–47.
——— (1970). The behavior of steel frames with diagonal bracings under repeated loading, *Proc. U.S.–Japan Semin. Earthquake Eng. with Emphasis on Safety School Build.*, Sendai, Japan, 328–345.
——— (1972). Frames under strong impulsive, wind or seismic loading, *Proc. Int. Conf. Planning Des. Tall Build.*, Lehigh University, Bethlehem, Pa., **2**(ST-15), 343–363.
——— (1973). Studies on damping and energy absorption of structures, *Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads: Introductory Report*, International Association of Bridge and Structural Engineering, Lisbon Symposium, 27–46.
——— (1974). Steel reinforced concrete, elastic plastic behavior of members, connections and frames, *Proc. Nat. Conf. Planning Des. Tall Build.*, Tokyo, **3**, 23–36.
——— (1976). Recent Japanese developments in mixed structures, *Proc. Am. Soc. Civ. Eng. Specialty Conf.*, **1**, 497–515.
——— (1977*a*). A new design method of long composite beam-columns, *Int. Colloq. Stability Struct. under Static and Dynamic Loads*, Washington, 742–756.
——— (1977*b*). Behavior of systems, panel 2: Behavior as related to design criteria, *Proc. Sixth World Conf. Earthquake Eng.*, New Delhi, **3**, 65–76.
——— (1982). Behavior of braces and braced frames under earthquake loadings, *Int. J. Struct.*, **2**(2), 49–70.
———, C. Matsui, K. Minami, and I. Mitani (1974*a*). Inelastic behavior of full scale steel frames with and without bracings, *Bull. Disaster Prevention Res. Inst.*, Kyoto University, **24**, part 1, no. 216, 1–23.
———, ———, ———, and ——— (1974*b*). Inelastic behavior of steel frames subjected to constant vertical and alternating horizontal loads, *Proc. Fifth World Conf. Earthquake Eng.*, Rome, **1**, 1194–1197.
———, ———, and I. Mitani (1977). Cyclic behavior of restrained steel brace under axial loading, *Proc. Sixth World Conf. Earthquake Eng.*, New Delhi, **3**, 3181–3187.
——— and K. Minami (1976). Experimental studies on hysteretic characteristics of steel reinforced concrete columns and frames, *Proc. Int. Symp. Earthquake Struct. Eng.*, University of Missouri–Rolla, St. Louis, **1**, 467–480.
——— and ——— (1980*a*). Seismic resistance of diagonally reinforced concrete columns, *Proc. Seventh World Conf. Earthquake Eng.*, Istanbul, **6**, 215–222.
——— and ——— (1980*b*). Experimental study on the hysteretic characteristics of composite beam-columns, in B. Kato and L.-W. Lu (eds.), *Developments in Composite and Mixed Construction*, Proc. U.S.A.–Japan Seminar on Composite Structures and Mixed Structural Systems, Gihodo Shuppan Co., Tokyo, 197–211.
———, ———, Y. Hisaki, and Y. Miyauchi (1981). Effectiveness of diagonal reinforcement applied to reinforced concrete columns subjected to shear force, *Proc. Third Ann. Conv. Japan Concr. Inst.*, 445–448 (in Japanese).
———, ———, T. Nakamura, R. Sasaki, and S. Morino (1974). Some tests on elastic-plastic behavior of reinforced concrete frames with emphasis on shear failure of columns, *Annuals: Disaster Prevention Res. Inst.*, Kyoto University, no. 17-B, 171–189 (in Japanese).
———, ———, Y. Nishimura, T. Taniguchi, and M. Shimakawa (1978). Experimental study on the elasto-plastic behavior of reinforced concrete frames with multi-story shear walls, *Proc. Arch. Inst. Japan Ann. Conv.*, 1457–1460 (in Japanese).
——— and T. Nakamura (1983). Experimental study on masonry walls, *Proc. Kinki Branch Arch. Inst. Japan, 461–464* (in Japanese).
———, ———, and H. Matsuda (1977). Experimental study on the stress transmission and

load carrying capacity of reinforced concrete beam-to-column connections, *Proc. Arch. Inst. Japan Ann. Conv.*, 1781–1782 (in Japanese).
———, ———, and S. Morino (1973). An experiment of steel reinforced concrete cruciform frames, *Bull. Disaster Prevention Res. Inst.*, Kyoto University, **23,** 75–110.
———, ———, and M. Nakashima (1977). A study on the out of plane inelastic stability of H shaped columns, *Proc. Arch. Inst. Japan Ann. Conv.*, no. 1, 1399–1400 (in Japanese).
———, ———, M. Shibata, and N. Yoshida (1977). Hysteretic behavior of steel braces subjected to horizontal load due to earthquake, *Proc. Sixth World Conf. Earthquake Eng.*, New Delhi, **3,** 3188–3194.
———, ———, and H. Yamamoto (1970). Studies on lateral buckling of wide flange beams, rep. 1, *Annuals: Disaster Prevention Res. Inst.*, Kyoto University, no. 13A, 365–380 (in Japanese).
———, ———, and N. Yoshida (1977, 1980). Experimental studies on the elastic-plastic behavior of braced frames under repeated horizontal loading, parts 1–3, *Bull. Disaster Prev. Res. Inst.*, Kyoto University, **27,** part 3, no. 251, 121–154; **29,** part 3, no. 264, 99–127; **29,** part 4, no. 266, 143–164.
———, ———, ———, and S. Iwai (1978). Effect of strain rate on stress-strain relationships of concrete and steel, *Proc. Fifth Japan Earthquake Eng. Symp.*, Tokyo, 1313–1320.
———, T. Nonaka, and C. Matsui (1969). An experimental study on the horizontal restoring forces in steel frames under large vertical loads, *Proc. Fourth World Conf. Earthquake Eng.*, Santiago, **1**(B-2), 177–193.
———, ———, and S. Morino (1969). An experimental study on the inelastic behavior of steel frames, with a rectangular cross-section subjected to vertical and horizontal loading, *Bull. Disaster Prevention Res. Inst.*, Kyoto University, **18**(145), 65–82.
Watabe, M., and K. Kawashima (1971). A study on shear strength of wooden walls, *Rep. Build. Res. Inst.*, Tokyo, no. 59.
Williams, D., and J. C. Scrivener (1974). Response of reinforced masonry shear walls to static and dynamic cyclic loading, *Proc. Fifth World Conf. Earthquake Eng.*, Rome, **2,** 1491–1494.
Yarimci, E., B. P. Parikh, L.-W. Lu, and G. C. Driscoll, Jr. (1965). *Proposal for Unbraced Multi-Story Frame Tests*, Fritz Eng. Lab. Rep. 273.25, Lehigh University, Bethlehem, Pa.

4

DISEÑO SISMORRESISTENTE DE LAS ESTRUCTURAS PARA EDIFICIOS

4.1 Enfoques para el diseño

4.1.1 Métodos de análisis

Los métodos de análisis que se utilizan para el diseño de las estructuras para edificios sismorresistentes se clasifican en un análisis estático y uno dinámico.

4.1.1.1 Procedimiento de la fuerza lateral equivalente Como se expone en la sección 4.2, el procedimiento de la fuerza lateral equivalente es un método que por simplicidad en el cálculo reemplaza la fuerza sísmica lateral por una fuerza estática lateral equivalente. Es común considerar las fuerzas laterales como una constante K multiplicada por el peso de cada elemento de la estructura. Recientemente ha habido una tendencia a utilizar el concepto del cortante sísmico en la base. Por tanto, la estructura se diseña para resistir una fuerza que se aplica en el terreno igual a la constante C_s multiplicada por el peso total de la estructura y que se transmite a cada piso de ella. En la sección 4.2.2 se verá que C_s varía entre 0.05 y 0.2 y depende de las condiciones regionales y geológicas, la importancia, el periodo natural, la ductilidad y la distribución de la rigidez de las estructuras y otros factores.

4.1.1.2 Procedimiento del análisis dinámico Puesto que la fuerza lateral que actúa durante un sismo no se puede evaluar en forma precisa por el procedimiento de la fuerza lateral equivalente, se adopta el

análisis dinámico cuando se requiere una evaluación más acertada de la fuerza sísmica y el comportamiento estructural. El análisis dinámico permite determinar la respuesta de una estructura estáticamente diseñada bajo una fuerza dinámica y valorar la seguridad de la respuesta de la estructura. Si la respuesta es insegura, el diseño se modifica para satisfacer el comportamiento requerido de la estructura (véase la Fig. 4-1; Muto, 1974). En este caso el primer paso del diseño estático tiene un papel muy importante.

Hay dos métodos tanto elástico como inelástico para el análisis dinámico, pero el primero se utiliza más a menudo por razones de simplicidad.

Análisis elástico dinámico. La respuesta elástica de una estructura bajo una fuerza sísmica se puede determinar en mejor forma mediante un análisis modal, como se explica en la sección 2.2.4. Primero se obtienen las historias en el tiempo de la respuesta de cada modo característico; después se suman para obtener la respuesta de la historia en el tiempo del sistema de masas concentradas y con n grados de libertad.

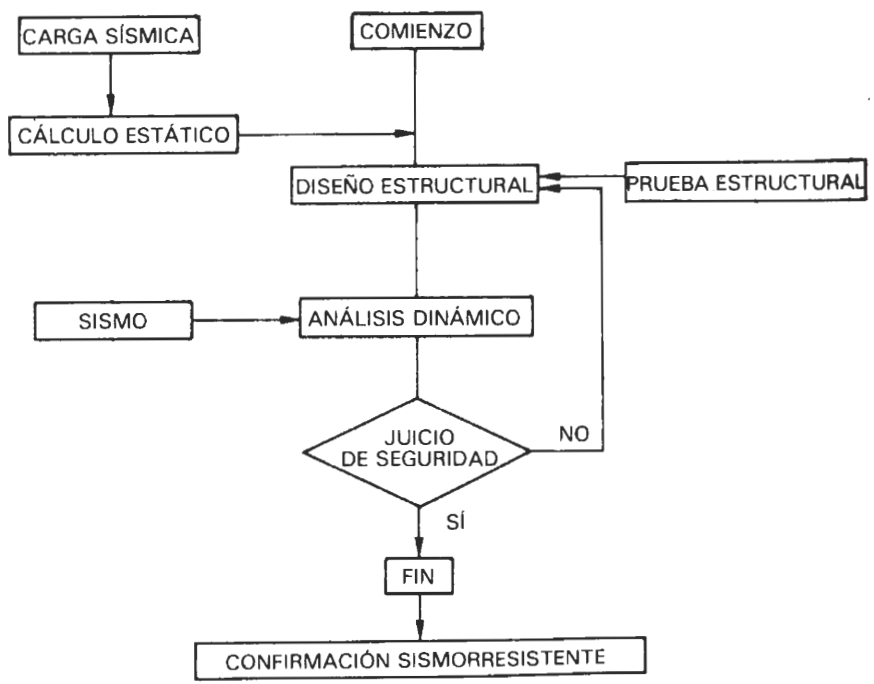


Figura 4-1 Proceso del diseño asísmico. [*From K. Muto, Earthquake resistant design of tall buildings in Japan, in J. Solnes (ed.)*, Engineering Seismology and Earthquake Engineering, Noordhoff International Publishing, Leiden 203-245 (1974).]

Este procedimiento se llama *análisis modal de historia en el tiempo*. No siempre es necesario, ya que a menudo sólo se requieren los valores máximos de respuesta para el diseño sísmico. En estos casos, los valores máximos de respuesta para cada modo se obtienen de los espectros del diseño y se suman para determinar la respuesta máxima de todo el sistema. Este procedimiento se llama *análisis modal del espectro de respuesta*. La técnica de suma que generalmente se utiliza es el método de la raíz cuadrada de la suma de cuadrados. Sin embargo, este método no se puede utilizar cuando, por ejemplo, hay algunos modos de vibración translacional o torsional que tienen periodos casi iguales al del periodo natural, de manera que se presenta un acoplamiento. En dichos casos, se requiere la integración directa de la ecuación de movimiento.

Análisis dinámico inelástico. Para obtener la respuesta dinámica de una estructura sometida a un sismo grande es necesario el análisis dinámico inelástico. El análisis modal se puede extender para tratar el régimen inelástico de la respuesta (Chopra y Newmark, 1980). Sin embargo, para una solución más rigurosa, se requiere la integración directa de la ecuación de movimiento; esto es, utilizar las características inelásticas de la fuerza restauradora que se da en la sección 2.5.1 y aplicar, paso a paso, la técnica que se menciona en la sección 2.6.2. Cuando se realiza este procedimiento, se debe utilizar una onda sísmica apropiada como datos de entrada. Las ondas sísmicas para los datos analíticos de entrada se exponen en la sección 4.3.

4.1.2 Selección del análisis

Mientras más riguroso sea el análisis del comportamiento de las estructuras bajo una fuerza sísmica, más confiable y económico será el diseño. Sin embargo, es racional, desde el punto de vista de la ingeniería, llevar a cabo un análisis apropiado al sistema estructural, a la configuración, el tamaño, la importancia y otras características relevantes de las estructuras en consideración.

Casas pequeñas de mampostería y de madera de un solo piso se pueden diseñar con seguridad, simplemente al especificar del lado seguro los elementos de soporte de las cargas laterales por unidad del área del piso, su disposición, los detalles estructurales y los materiales relacionados. Este concepto se adopta en las reglas del código.

Para el diseño sísmico de las estructuras de mediano tamaño, se utiliza generalmente el procedimiento de la fuerza lateral equivalente definido por el reglamento. Se aconseja también verificar el diseño con los espectros de diseño que corresponden a la situación de la estructura.

El análisis modal se utiliza para estructuras comparativamente grandes e importantes. También se debe utilizar para estructuras con una distribución vertical no uniforme de rigidez o de masa, para que los modos se sobrepongan a fin de obtener una respuesta vibracional apropiada. En contraste, la técnica estática utiliza el primer modo de respuesta vibracional para cada piso, al suponer que la distribución vertical de rigidez y de masa es la usual.

Para edificios muy grandes o importantes y estructuras potencialmente peligrosas, a menudo se utiliza el análisis dinámico inelástico para asegurar cuando estas estructuras están sometidas a sismos severos.

Para los análisis dinámicos tanto elásticos como inelásticos, a veces se considera un sistema de masas concentradas como un modelo dinámico para análisis. Sin embargo, se deben tomar los modelos más complejos para el análisis de marcos estructurales sujetos a la vibración torsional o a otra vibración complicada debido a la ausencia de acción de diafragma del piso.

4.2 Procedimiento de la fuerza lateral equivalente

4.2.1 Cortante sísmico en la base

Casi todos los reglamentos de edificios adoptan el método estático de análisis, debido a la simplicidad de su aplicación al diseño sísmico. El cortante sísmico en la base V que se presenta en la ecuación (4-1) se supone, por consiguiente, que actúa en la base de la estructura:

$$V = C_s W \tag{4-1}$$

donde C_s = el coeficiente sísmico del diseño y W = la carga gravitacional total del edificio. El coeficiente sísmico del diseño C_s se determina de acuerdo con la localidad, el periodo natural, la ductilidad y otros factores, como se describirá en la sección 4.2.2. La carga gravitacional total W incluye el peso de los miembros, estructurales y no estructurales, y la carga viva, la cual está un poco reducida del valor que se utiliza para el diseño de carga vertical.

El cortante en la base V se distribuye para cada piso por el método que se describe en la sección 4.2.3, para calcular la fuerza lateral sísmica que actúa en cada uno. Los esfuerzos que se inducen por esta fuerza lateral y las cargas verticales se suponen para verificar la seguridad estructural (véase Sec. 4.6.2.1). El diseño mediante esfuerzos permisibles o la técnica del diseño de la resistencia última se pueden utilizar para la seguridad de la verificación (véase Sec. 4.6.1).

4.2.2 Coeficiente de diseño sísmico

Muchos reglamentos de diseño, como el Uniform Building Code (UBC, 1979), definen el coeficiente del diseño sísmico como el producto de varios factores (IAEE, 1980), por ejemplo, UBC utiliza el siguiente:

$$C_s = ZIKCS \tag{4-2}$$

donde Z = coeficiente dependiente de la zona
I = coeficiente de la importancia de la ocupación
K = coeficiente que refleja el tipo de construcción, el amortiguamiento, la ductilidad, la capacidad de disipación de energía o ambas
C = factor de la respuesta sísmica
S = coeficiente para la resonancia del sitio de la estructura

La fuerza sísmica de diseño debe variar con la intensidad de los sismos que se esperan en el área en consideración y que a menudo se obtiene de un mapa de zonificación. En el caso del UBC, el mapa de zonificación se muestra más abajo, en la figura 4-10, y el coeficiente de zonificación es igual a tres dieciseisavos para la zona 1, tres octavos para la zona 2, tres cuartos para la zona 3 y 1 para la zona 4. El UBC proporciona el coeficiente de la importancia de la ocupación como 1 para edificios ordinarios, 1.25 para los edificios que contienen más de 300 personas en una habitación y 1.5 para las instalaciones esenciales. El coeficiente K depende del amortiguamiento y la ductilidad; el UBC lo especifica igual a 0.67 para los marcos en el espacio con momentos dúctiles, 0.8 para los edificios con un sistema de arriostramiento dual, 1.3 para sistemas en cajón y 1.0 para otros sistemas de marco. El factor de respuesta sísmica C depende de los espectros de diseño, de manera que la fuerza sísmica del diseño varíe con el periodo natural del edificio (véase Fig. 4-2). El coeficiente S toma en cuenta la resonancia entre el edificio y el perfil del terreno; el UBC lo define como la relación entre el periodo natural del edificio y el del terreno.

Los coeficientes del diseño sísmico C_s de varios países se resumen en la tabla 4-1. Casi todos los países adoptan una definición similar para el coeficiente. En la tabla, también se da el mayor valor de C_s en cada país, que se refiere a las estructuras de edificios de concreto reforzado en la zona de intensidad más alta. Existe una gran diferencia en las intensidades de un país a otro. No es posible la comparación directa de las fuerzas sísmicas, puesto que algunos países utilizan el diseño con esfuerzos permisibles, mientras que otros utilizan el diseño de resistencia última.

TABLA 4-1 Comparación entre las fuerzas sísmicas especificadas por los reglamentos de diversos países

Países y reglamentos	$C_s = ZIKCS$					Ejemplos de C_s[a]	Observaciones
	Z	I	K	C	S		
Canadá	A 0.02–0.08	I 1.0–1.3	K 0.7–3.0	S $0.5/T^{1/2} \leqq 1$	F 1.0–1.5	0.04	$FS \leqq 1.0$
Chile	1	0.8 – 1.2	0.8 – 1.2	C $0.10T_1/(T^2 + T_1^2) \leqq 1.0$			$T_1 = 0.20–0.90$
China	$\alpha_{máx}$ 0.23 – 0.90		C 0.25 – 0.50	$\alpha/\alpha_{máx}$ $0.2 \leqq 0.2/T - 0.7/T \leqq 1.0$		0.11	
Alemania del Oeste	α_0 0.025 – 0.10		α 0.5 – 1.0	β $0.528/T^{0.8} \leqq 1.0$	K 1.0 – 1.4	0.07	
India	α_0 0.01 – 0.08	I 1.0 – 1.5		C 0.2 – 1.0	β 1.0 – 1.5	0.06	
Italia	$0.01(S - 2)$		β 1.0, 1.2	R $0.862/T^{2/3} \leqq 1$	ε 1.0, 1.3	0.10	$S \geqq 2$[b]
Japón	C_0Z [c]0.2 0.7 – 1.0 [d]1.0	I 1	D_s 1 0.25 – 0.55	1 $1 - 0.2(T/T_s - 1)^2$ $1.6T_s/T$	R_t para $T < T_s$ para $T_s \leqq T < 2T_s$ para $2T_s \leqq T$	0.20 0.30	$T_s = 0.4 - 0.8$
Nueva Zelanda	C [e]	I 1.0 – 1.6	SM 0.8 – 2.5	0.8 – 1.2		0.12	[f]
Rumania	K_s 0.07 – 0.32		ψ 0.15 – 0.35	β $0.75 \leqq 3/T \leqq 2.0$		0.08	
Estados Unidos — UBC	Z 3/16 – 1.0	I 1.0 – 1.5	K 0.67 – 2.5	C $1/15T^{1/2} \leqq 0.12$	$S(\geqq 1.0)$ $1 + T/T_s - 0.5(T/T_s)^2$ for $T/T_s \leqq 1.0$ $1.2 + 0.6T/T_s - 0.3(T/T_s)^2$ for $T/T_s > 1.0$	0.09	$CS \leqq 0.14$
ATC-3	A_v 0.05 – 0.40		$1/R$ 0.125 – 0.8	$1.2/T^{2/3}$	S 1.0 – 1.5	0.11	
U.R.S.S	K_1 [g] 0.025 – 0.1	0.5 – 2.0[h]		$\beta = 1/T_1$ 0.8 – 3.0	κ 0.5 – 2.0	0.10	
Yugoslavia	K_s 0.025 – 0.10	K_0 0.75 – 2.0	K_p 1.0 – 2.0	K_d $0.5/T - 0.8/T$		0.10	

NOTA: T = periodo fundamental del edificio; T_s = periodo característico del sitio.

[a] En el ejemplo, se supone que Z es máximo, $I = 1$, marco de concreto reforzado resistente a momentos, terreno duro, y $T = 0.5$ (5 pisos).

[b] S = el grado sísmico.

[c] Para un sismo moderado.

[d] Para un sismo severo; se investiga la capacidad a la de soporte de carga horizontal.

[e] A, C y S mediante una figura en forma mezclada

[f] Además de los factores mostrados, se multiplica por el factor de riesgo R

[g] En vez de los factores de multiplicación, cambia la clasificación de la intensidad de diseño.

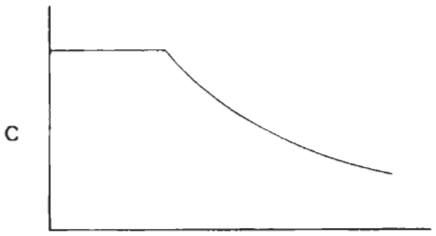


Figura 4-2 Relación entre el factor de la respuesta sísmica y el periodo natural de un edificio.

4.2.3 Distribución en la dirección vertical de la fuerza sísmica y el cortante horizontal

La variación en la fuerza sísmica con la altura en un edificio se obtiene por la superposición de varios modos de vibración. Varía con el espectro de respuesta sísmica, el periodo natural de un edificio y la distribución vertical de las masas y la rigidez en el edificio. Comúnmente, los edificios bajos y medio altos vibran en el primer modo, y se supone que las fuerzas sísmicas se distribuyen en la misma forma.

De acuerdo con el ATC-3 1978, véase la ecuación (2-108), las fuerzas sísmicas de diseño F_x que se aplican en cada piso son como sigue:

$$F_x = C_{vx}V \tag{4-3}$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i^k} \tag{4-4}$$

en que W = la carga total de gravedad en el edificio
w_i, w_x = porción de W localizada en o asignada al nivel i o x
h_i, h_x = la altura arriba de la base al nivel i o x
n = al nivel más alto en la porción principal del edificio
k = 1 para $T \leq 0.5$ s
k = 2 para $T \geq 2.5$ s
k = 0.75 + 0.5 T para $0.5 < T < 2.5$

Los edificios con un periodo natural corto vibran en una forma triangular similar a la que se ilustra en A de la figura 4-3a; mientras aquellos con un periodo relativamente largo vibran en una forma más parabólica, como muestra B de la figura 4-3a, debido a la existencia de vibraciones de mayor orden. Por lo tanto, la distribución de las fuerzas es como se muestra en la figura 4-3b. La ecuación (4-3) refleja esta condición. El UBC adopta las ecuaciones siguientes para las fuerzas horizontales, que consisten en una carga concentrada en el extremo superior del edificio y una carga distribuida de forma triangular, como muestra C de la figura 4-3b:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^{n} F_i \tag{4-5}$$

$$F_t = 0.07TV \leqq 0.25V \tag{4-6}$$

$$F_x = \frac{(V - F_t)w_x h_x}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i} \tag{4-7}$$

donde F_t = la porción de V concentrada en el extremo superior de la estructura y F_x = la fuerza lateral distribuida en toda la altura de la estructura.

Canadá, Nueva Zelanda y Rumania utilizan la misma ecuación. Por otro lado, Japón ha adoptado la distribución ilustrada en D de la figura 4-3b; Italia ha adoptado A.

V_x, el cortante del piso en el nivel x, se puede calcular como la fuerza sísmica que actúa en todos los pisos sobre el nivel x (ATC-3, 1978):

$$V_x = \sum_{i=x}^{n} F_i \tag{4-8}$$

4.2.4 Momento de volteo

El momento de volteo se crea en cada nivel de un edificio por una fuerza horizontal. Esto produce esfuerzos longitudinales adicionales en la columna y en los muros, así como fuerzas adicionales hacia arriba o hacia abajo en los cimientos.

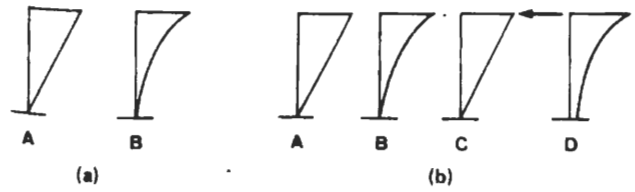


Figura 4-3 Formas de vibración modal y la distribución de la fuerza horizontal a lo largo de la altura. (*a*) Forma de vibración modal. (*b*) Distribución de la fuerza horizontal.

El momento de volteo en un piso de un edificio se puede calcular como el producto de la fuerza horizontal y la distancia desde donde actúa la fuerza en el piso considerado, sumado para todos los pisos arriba de ése. Sin embargo, la magnitud del momento de volteo se puede reducir un poco por las siguientes razones. Primero, la fuerza cortante debida a un sismo, como se describe en la sección 4.2.3, realmente es una envolvente de la fuerza de cortante máxima que se induce durante la vibración y, en realidad, las fuerzas cortantes máximas nunca ocurrirán simultáneamente. Segundo, no ocurrirán distensiones muy severas debido al levantamiento en vilo, porque el momento se reduce con éste como resultado de la reducción en la rigidez y la disminución consecuente en la fuerza inducida.

ATC-3 introduce el siguiente coeficiente de reducción (ATC-3, 1978):

$$M_x = \kappa \sum_{i=x}^{n} F_i(h_i - h_x) \tag{4-9}$$

donde κ = 1.0 para los 10 pisos superiores
κ = 0.8 para el vigésimo piso desde el extremo superior y hacia abajo, y el valor κ está intercalado para los pisos entre el décimo y el vigésimo desde arriba
κ = 0.75 para el levantamiento en vilo de la cimentación

4.2.5 Momento de torsión

Cuando el centro de la rigidez y el centro de la masa no coinciden en cada piso, se introduce al edificio un momento de torsión y ocurre la vibración torsional. Aun cuando no exista la excentricidad geométrica, puede ocurrir una torsión accidental debido a la componente torsional del movimiento del terreno, errores en el cálculo de la rigidez, excentricidad en las cargas vivas y otras razones no predecibles. Por tanto, en muchos reglamentos de diseño se supone que la excentricidad es igual a más o menos el 5% de la anchura del edificio perpendicular a la dirección de acción de la fuerza sísmica, además de la excentricidad calculada.

De este modo, el momento de torsión se obtiene estáticamente. Sin embargo, se amplifica por la acción de la fuerza dinámica, como se describe en la sección 2.4.5. El factor de ampliación se afecta por la rigidez torsional del edificio, pero no ha sido aún aclarado. Hoy en día los reglamentos de diseño no mencionan el factor de ampliación.

4.2.6 Carga sísmica vertical y efectos ortogonales

La magnitud de la componente vertical del movimiento del terreno con frecuencia alcanza casi un tercio de la componente horizontal. Sin embargo, en el diseño normal solamente se toma en consideración la componente horizontal en la verificación de la seguridad del edificio contra las fuerzas sísmicas. Esta práctica se justifica porque un miembro diseñado para la sola componente horizontal también tiene una resistencia adecuada al movimiento vertical. Además, el factor de seguridad que se utilizó en el diseño para la carga vertical, proporciona un margen al cual se puede recurrir y que asegura una resistencia adicional contra las fuerzas sísmicas verticales del movimiento del terreno. Sin embargo, la componente vertical del movimiento del terreno puede ser algunas veces tanto como dos tercios de la componente horizontal. El fenómeno de amplificación puede amenazar la seguridad de los miembros estructurales y la componente vertical del movimiento del terreno se debe tomar en consideración en el diseño estructural. En este caso, también pueden utilizarse los espectros de diseño para la componente horizontal del movimiento del terreno. Generalmente, las vigas en voladizo y las de concreto presforzado son los miembros más afectados por la componente vertical. Para el diseño de estos miembros se recomienda aplicar una fuerza adicional actuante hacia arriba, igual al 20% del peso propio de los miembros (ATC-3, 1978).

Usualmente, las dos componentes horizontales del movimiento del terreno se aplican por separado, en el diseño de un edificio. Sin embargo, algunas veces se debe considerar la superposición de las dos. En estos casos, se aplica al edificio la fuerza resultante igual al 100% de una componente horizontal, más el 30% de la otra. Cuando se considera el efecto de las componentes sísmicas en dos direcciones horizontales y en la dirección vertical, es viable suponer el 100% del efecto del movimiento de entrada en una dirección combinado con el 30% de los de las otras dos direcciones. Generalmente, se puede utilizar la ecuación (4-10) (Chopra y Newmark, 1980):

$$F = (F_1^2 + F_2^2 + F_3^2)^{\frac{1}{2}} \tag{4-10}$$

donde F_1 = al efecto de la componente del movimiento del terreno en una dirección
F_2 = al efecto de la componente del movimiento del terreno en una dirección transversal
F_3 = al efecto de la componente transversal del movimiento del terreno

4.2.7 Deflexión lateral

Puesto que una traslación lateral excesiva de los entrepisos causa fallas o inconvenientes en los miembros secundarios (no estructurales), como muros de relleno, ductos y cubos de escaleras y vidrieras, normalmente la traslación lateral se limita a un valor específico. Por ejemplo, ATC-3 especifica el límite de 1/150 de la altura del entrepiso para edificios importantes y un centésimo para otros, mientras el UBC y el reglamento japonés especifican un límite de 1/200 de la altura del entrepiso, a menos que el diseño demuestre que un mayor desplazamiento lateral es aceptable.

Cuando dos edificios se localizan muy próximos o cuando hay juntas sísmicas de expansión, es necesario dejar suficiente espacio entre las estructuras vecinas para que no se golpeen unas con otras. Normalmente, se proporciona una distancia extra entre dos edificios adyacentes, además de sumar los desplazamientos laterales calculados de ambos en el nivel más cercano posible entre ellos. En el cálculo del desplazamiento lateral es necesario considerar la deflexión plástica, la interacción suelo-estructural, el efecto P-Δ y otros factores, además de la deflexión elástica.

En el cálculo de la deflexión lateral se considera que los miembros secundarios no son confiables y usualmente se desprecia su contribución. La expansión y la contracción de las columnas flexionadas en edificios esbeltos tienen un efecto relativamente grande en el desplazamiento lateral así como en la deflexión total lateral, por lo que deben considerarse.

Al verificar la deflexión lateral en el estado elástico, se puede usar la deflexión elásticamente calculada. Sin embargo, puesto que el estado último a menudo entra en juego cuando se considera la deflexión lateral máxima posible, muchos reglamentos de diseño recomiendan que se tome en cuenta la deflexión plástica. Esta deflexión es igual a la deflexión elástica multiplicada por un factor de amplificación. Este factor de amplificación a menudo se define como el inverso del coeficiente de ductilidad K, que se da con los valores iguales o cercanos a los de la tabla 4-1.

4.2.8 Efecto

Cuando un edificio en una configuración lateralmente deflejada está sujeto a una carga vertical, el efecto, llamado P-Δ, debido a la carga vertical P y a la deflexión lateral Δ introduce una deflexión lateral adicional sobre y arriba de la deflexión lateral debido a la carga lateral sola.

También hay esfuerzos adicionales debidos al efecto P-Δ (véase Sec. 3.4.7.1).

El efecto del momento P-Δ en cada piso normalmente se evalúa por medio del coeficiente de estabilidad θ, que se define como la relación entre el momento P-Δ y el momento del piso debido a la carga lateral:

$$\theta = \frac{P\Delta}{VhC_d} \tag{4-11}$$

donde P es la carga gravitacional total aplicada en los pisos arriba del piso en consideración, C_d es el factor de amplificación que se describe en la sección 4.2.7 y Δ, V y h son el desplazamiento lateral de diseño, el cortante y la altura del piso, respectivamente. El ATC-3 dice que el efecto P-Δ se puede despreciar en el diseño si $\theta \leq 0.1$ (ATC-3, 1978). Si $\theta > 0.1$, el reglamento de diseño requiere que se lleven a cabo cálculos precisos (Tall Building Committee 15, 1979; Tall Building Committee 16, 1979) o que se determinen el momento de volteo y el desplazamiento lateral del piso, utilizando un cortante de piso igual a $1/(1 - \theta)$ multiplicado por V, en vez de V (ATC-3, 1978).

4.2.9 Interacción suelo-estructura

Al determinar la fuerza sísmica del diseño, es común suponer que el movimiento del terreno en la cimentación del edificio es igual al movimiento de campo libre del terreno, esto es: al movimiento que ocurriría si no existiera ningún edificio en ese sitio. En sentido estricto, esta suposición es cierta solamente cuando el terreno es rígido. Cuando el terreno es suave, es factible que el periodo natural del edificio sea más largo, puesto que el movimiento del cimiento contiene tanto las componentes de balanceo como las de traslación. Además, la mayor parte de la energía sísmica se consume por el amortiguamiento de radiación (o geométrico) durante la radiación de las ondas sísmicas lejos de la cimentación, y también por el amortiguamiento del material del suelo como resultado de la acción histerética inelástica en el mismo. Las fuerzas sísmicas, esto es: el cortante en la base, la fuerza lateral, los momentos de volteo, etc., consecuentemente tienden a ser más pequeños. El desplazamiento lateral y el efecto P-Δ, por otro lado, tienden a ser mayores.

En tales casos, el ATC-3 proporciona un método simplificado para calcular los valores modificados del cortante en la base y la deflexión lateral.

4.3 Diseño en previsión de sismos

4.3.1 Estudio del riesgo sísmico

Aunque normalmente el diseño asísmico se lleva a cabo de acuerdo con los reglamentos del diseño relevantes, sería preferible basar este diseño en el riesgo sísmico predicho en el sitio. De hecho, este procedimiento se sigue en el diseño de estructuras importantes, a gran escala.

El riesgo sísmico del sitio de un edificio se determina a partir de los siguientes factores:

1. Factores geográficos, como el patrón, el tipo y el movimiento de una falla activa cercana, o las fallas y la distancia de fallas cercanas.
2. Los datos de sismicidad, como la distribución de los epicentros de sismos pasados.
3. Los mapas isosísmicos (Mercalli Modificada, o MM), que dicen mucho de la intensidad, el grado de movimiento del terreno y la distribución de sismos futuros.
4. Los rasgos geológicos, como las densidades del perfil del suelo, las velocidades de la onda de cortante y los módulos de cortante (Cherry, 1974*a*, 1974*b*, 1974*c*).

4.3.2 Registros sísmicos para el diseño

Cuando se ha completado el estudio del riesgo y obtenido la aceleración sísmica máxima esperada, procede el análisis dinámico para una onda sísmica convenientemente escogida entre los registros de sismos intensos. Entre éstos, El Centro (1940) y Taft (1952) son famosos y se utilizan con otros registros de sismos en la vecindad del sitio en cuestión. Estos registros de sismos se utilizan en el análisis dinámico con modificaciones para conformar las condiciones del sitio. Generalmente, la amplitud de la aceleración se ajusta a la esperada en el sitio. También se recomienda que el contenido de frecuencia y la duración se ajusten de acuerdo con la magnitud y la intensidad de MM (Seed, Idriss y Kiefer, 1969).

4.3.3 Factores que afectan las características del acelerograma

Los movimientos sísmicos se caracterizan por los siguientes parámetros: (1) amplitud máxima de la aceleración; (2) frecuencia predominante o periodo de movimiento, y (3) duración del movimiento. De estas características se puede obtener la historia, en el tiempo, del movimiento.

Con este fin, se genera un movimiento sísmico sintético con las características deseadas, o se modifica un sismo existente (Seed, Idriss y Kiefer, 1969).

La duración del temblor también es una característica sísmica importante. Como se indica en la ecuación (1-10), la ruptura de una falla se alarga cuando la magnitud del sismo se incrementa. Por otro lado, la duración del temblor es mayor para sismos de mayor magnitud, puesto que la velocidad de propagación de la ruptura a lo largo de una falla es aproximadamente 3 km/s y constante. La relación entre la magnitud y la duración del movimiento sísmico, tal y como se obtienen de los registros sísmicos, se muestra en la figura 4-4 (Housner, 1965).

El contenido de frecuencia de las ondas cambia con la distancia de la falla causante al sitio. En otras palabras, las ondas de alta frecuencia

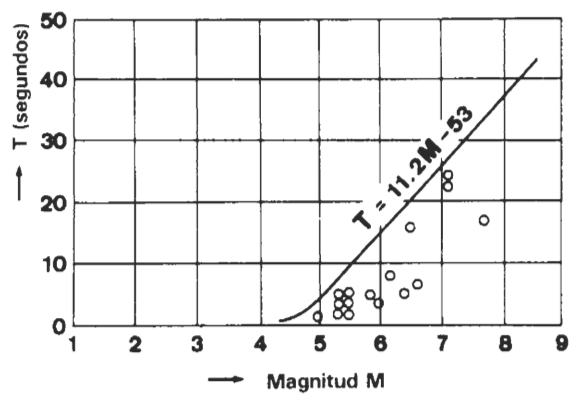


Figura 4-4 Relación entre la magnitud y la duración de los sismos. [*From G.W. Housner, Intensity of earthquake ground shaking near the causative fault,* Proc. Third World Conf. Earthquake Eng., *Auckland, 1 (3), 94-111 (1965).*]

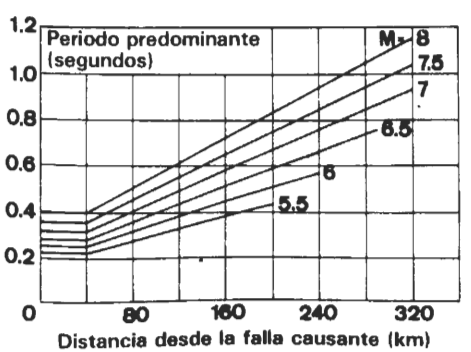


Figura 4-5 Periodos dominantes de la aceleración máxima en la roca. [*From H.B. Seed, I.M. Idriss, and F.W. Kiefer, Characteristics of rock motions during earthquakes.* J. Soil Mech. Found Div., Am. Soc. Civ. Eng., *95 (SM-5), 1199-1218 (1969).*]

se atenúan con mayor significación en la roca de la corteza, y el periodo predominante se alarga cuando el sitio está más distante de la falla. La figura 4-5 muestra la relación entre el periodo predominante y la distancia a la falla causante para diferentes valores de la magnitud, tal y como se obtiene de los datos medidos (Seed, Idriss y Kiefer, 1969).

De la definición que se da en la sección 1.1.3.2, resulta obvio que las amplitudes máximas de aceleración en la roca se incrementan con el incremento de la magnitud y se atenúan al aumentar la distancia al foco del sismo. Gutenberg y Richter (1956), Esteva y Rosenblueth (1963), Blume (1977) y otros, proponen algunos métodos para determinar la amplitud máxima de la aceleración de la roca. En Seed, Idriss y Kiefer (1969), se obtiene la variación de la aceleración máxima en la roca con la magnitud sísmica y la distancia a la falla causante, como se muestra en la figura 4-6, al promediar los datos anteriores. Trifunac y Brady (1975) comparan varias proposiciones, además de las que se mencionaron antes. Recientemente, se han propuesto varias fórmulas empíricas con base en los recientes datos observados (Donovan, 1974; Blume, 1977; McGuire, 1977; RCDERT, 1977; Blume, 1980). Housner (1965) discute el límite superior para la intensidad del movimiento del terreno en un aluvión razonablemente firme y profundo. Housner (1969) también da las relaciones idealizadas, para California, entre la longitud de la falla y la magnitud, la distribución espacial de intensidad de la sacudida del terreno y la magnitud, el área afectada y la magnitud, y la frecuencia de ocurrencia y la magnitud.

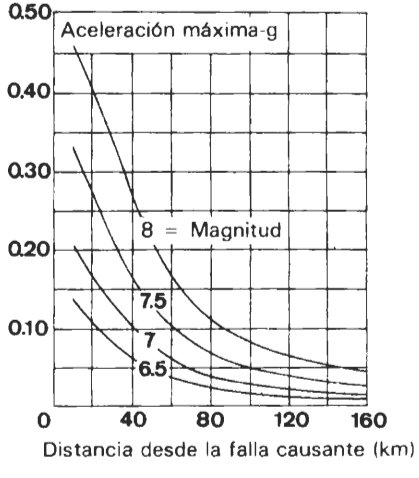


Figura 4-6 Vibración de la aceleración máxima con la magnitud sísmica y la distancia desde la falla causante. [*From H.B. Seed, I.M. Idriss, and F.W. Kiefer, Characteristics of rock motions during earthquakes,* J. Soil Mech. Found. Div., Am. Soc. Civ. Eng., *95 (SM-5), 1199-1218 (1969).*]

La influencia de las formaciones geológicas apenas se considera en los registros sísmicos en Estados Unidos. Sin embargo, en la Ciudad de México, donde existe una capa gruesa y suave de cenizas volcánicas sobre la capa de roca, y en muchas ciudades del Japón, donde existen formaciones aluviales gruesas y suaves, no se puede despreciar el efecto de amplificación de las ondas sísmicas que se propagan desde la capa de roca hasta la superficie del terreno, y las ondas sísmicas se deben modificar congruentemente. Cuando se requieren las modificaciones para obtener las ondas sísmicas de diseño, se puede utilizar el método de reemplazamiento del terreno suave mediante una masa concentrada, o la teoría de la propagación de ondas.

Para predecir el movimiento sísmico en el sitio D del registro sísmico ya conocido en el sitio A (Fig. 4-7), se obtiene el movimiento de la roca de base A' inmediatamente bajo el sitio A, y después el del afloramiento de la roca B más cercano. El movimiento se modifica al considerar la distancia desde el foco, y el movimiento en el afloramiento de la roca C cerca del sitio D se calcula después. La onda sísmica en el sitio D se determina, por lo tanto, a partir del movimiento de la roca base D' inmediatamente bajo el sitio D (Schnabel, Seed and Lysmer, 1971). Hay disponibles varios programas de computadora para seguir este procedimiento, y se han aplicado en los diseños prácticos. Sin embargo, se ha sugerido que no se confíe en el procedimiento hasta que muchos registros sísmicos, tomados simultáneamente en la capa de roca, en el afloramiento de la roca y en la superficie del terreno, demuestren su efectividad, puesto que el procedimiento nada más comprende suposiciones muy simples.

Kanai derivó fórmulas empíricas de los registros sísmicos, tomados tanto en la capa de roca como en la superficie del terreno, en Japón y Estados Unidos (Kanai, 1960; Kanai, 1966). Estas fórmulas expresan los desplazamientos espectrales, la velocidad espectral y la aceleración

Figura 4-7 Representación esquemática de un procedimiento para el cálculo de los efectos de las condiciones locales del suelo en el movimiento del terreno.

espectral del movimiento de la capa de roca como una función de la magnitud sísmica M y la distancia hipocentral X. También expresan el espectro del movimiento de la superficie del terreno en términos de T_G, el periodo predominante del terreno, con M y x. La figura 4-8 ilustra el desplazamiento espectral, la velocidad y la aceleración del movimiento en la superficie del terreno al utilizar las fórmulas mencionadas arriba.

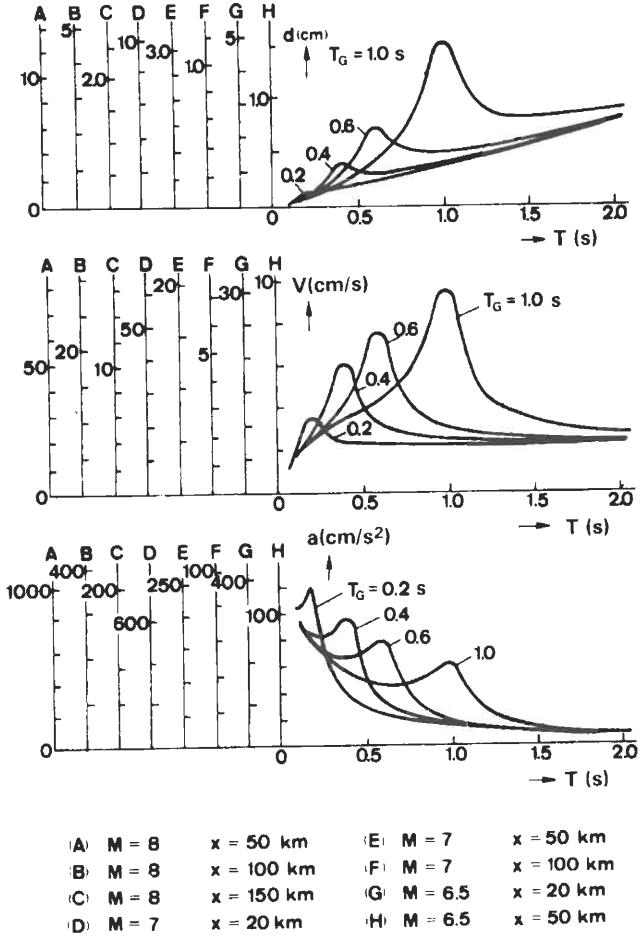


Figura 4-8 Espectros de desplazamiento, velocidad y aceleración de la superficie del terreno. [*From K. Kanai, Improved empirical formula for the characteristics of strong earthquake motions,* Proc. Japan Earthquake Eng. Symp., *Tokyo. 1-4 (1966).*]

4.3.4 Acelerograma artificial

Los registros sísmicos tomados en el terreno se afectan grandemente por el mecanismo de la fuente, geología de la trayectoria, condiciones locales del sitio y otros factores, y como los registros están limitados en número, los movimientos artificiales (simulados) del terreno algunas veces se utilizan para el análisis dinámico en adición a los registros de los sismos reales. Por ejemplo, cuando se diseñan las plantas nucleares en Estados Unidos y Japón para resistir las fuerzas sísmicas, las ondas sísmicas artificiales se utilizan tanto como los registros de los sismos reales. Las ondas sísmicas artificiales se construyen estadísticamente a partir del contenido de la frecuencia, variación de la amplitud y duración del temblor. Son convenientes puesto que se pueden obtener espectros de respuesta relativamente continuos que concuerdan con los espectros del diseño uniformes.

Las ondas sísmicas artificiales propuestas hasta ahora (Bycroft, 1960; Tajimi, 1960; Housner y Jennings, 1964; Jennings, Housner, y Tsai, 1969) yacen toscamente en tres categorías, de acuerdo con los métodos utilizados (Toki, 1981):

1. Los métodos de composición de muchas ondas armónicas que tienen diferentes amplitudes y ángulos de fase.
2. El método que utiliza el espectro de respuesta como movimiento del terreno, obtenido cuando un sistema lineal de un grado de libertad está sujeto al ruido blanco.
3. El método de distribución de varios pulsos casuales a lo largo del eje de tiempo para componer una onda nueva.

De estos tres métodos, el primero es el que más se utiliza. En éste, el espectro de aceleración sísmica se expresa como un producto de una función que ha prescrito las características espectrales de potencia y

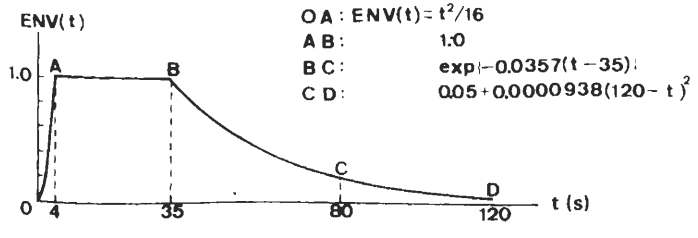


Figura 4-9 Función envolvente para un tipo sísmico A. [*From G.W. Housner and P.C. Jennings, Generation of artificial earthquake,* J. Eng. Mech. Div., Am. Soc. Civ. Eng., *90 (EM-1), 113-150 (1964).*]

una función envolvente que representa el cambio en la amplitud con el transcurso del tiempo. Como una función envolvente se ha propuesto el que se muestra en la figura 4-9, que está asociado con la magnitud sísmica y otros (Jennings, Housner y Tsai, 1969). La onda artificial resultante se modifica posteriormente, para que el espectro de respuesta para las ondas simuladas se aproxime al espectro de respuesta suavizado que se da en los reglamentos de diseño.

4.3.5 Mapas de zonificación

Puesto que el movimiento sísmico que debe esperarse en un sitio varía considerablemente, se requiere un mapa de zonificación que dé una idea del tamaño de los sismos, para el análisis tanto estático como dinámico. Un mapa de zonificación es un mapa sísmico que proporciona un registro de sismos pasados y predice posibles sismos futuros. Los mapas de zonificación simples en las figuras 1-12, 1-14, 1-15 y 1-16 dan el tamaño y los epicentros de sismos históricos. Mientras los mapas de sismicidad contienen información útil para el diseño sísmico, los mapas de ingeniería pueden utilizarse directamente para diseños. Un mapa de ingeniería proporciona la magnitud del movimiento del terreno para el diseño mismo.

El mapa de zonificación para Estados Unidos, como el ilustrado en el Uniform Building Code (IAEE, 1980), se muestra en la figura 4-10. Pueden haber diferentes mapas de ingeniería, dependiendo de los objetivos del diseño, sea que la importancia del edificio y el daño a la vida humana sean prioritarias o si la pérdida económica debido al daño se considere primero. Por lo general, un mapa para un propósito no debe utilizarse directamente para otro. (Housner y Jennings, 1974).

4.4 Procedimiento para el análisis dinámico

4.4.1 Análisis modal

Cuando se lleva a cabo un análisis dinámico, es usual reemplazar la masa de cada piso por una masa concentrada en cada nivel. Existen tantos modos de vibración como el número de masas. Sin embargo, para simplicidad en el cálculo, normalmente se consideran los tres primeros modos para los edificios bajos y de mediana altura y seis modos para los de gran altura. Para el cálculo de modos de vibración y los periodos naturales, con frecuencia se utilizan programas de computadora ya disponibles, como se menciona en la sección 2.5.3.

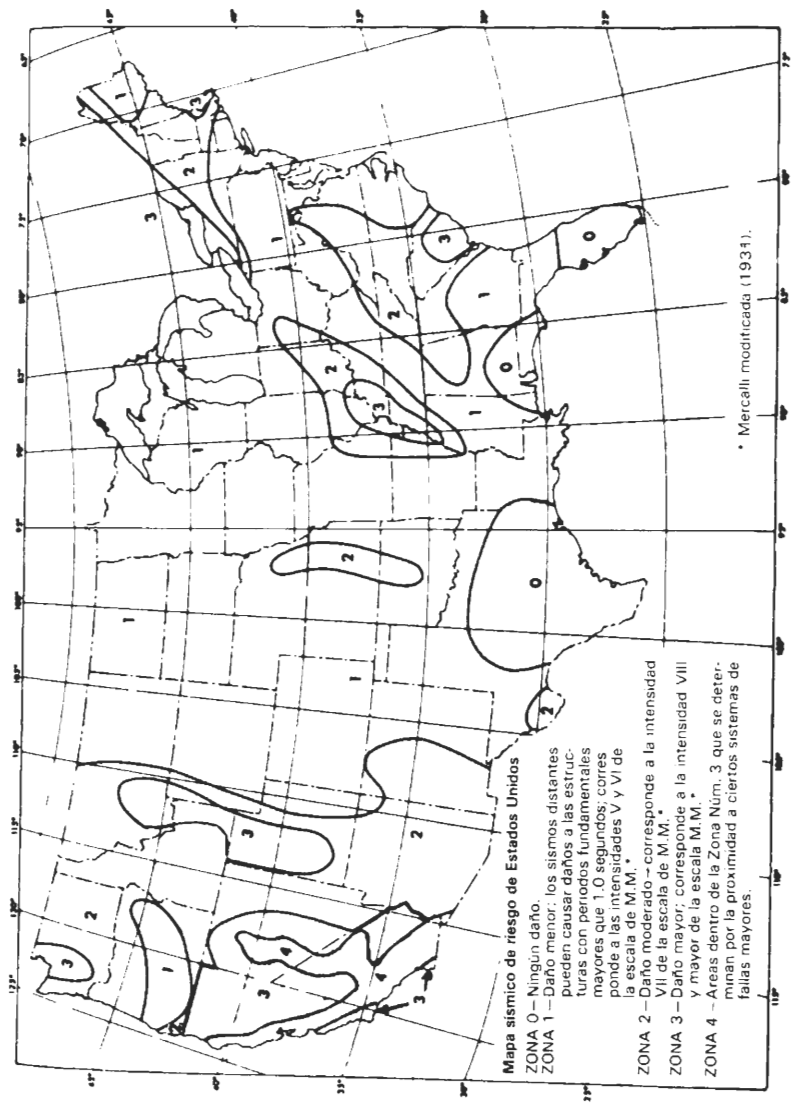

Mapa sísmico de riesgo de Estados Unidos
ZONA 0 – Ningún daño.
ZONA 1 – Daño menor; los sismos distantes pueden causar daños a las estructuras con periodos fundamentales mayores que 1.0 segundos; corresponde a las intensidades V y VI de la escala de M.M.*
ZONA 2 – Daño moderado – corresponde a la intensidad VII de la escala de M.M.*
ZONA 3 – Daño mayor; corresponde a la intensidad VIII y mayor de la escala M.M.*
ZONA 4 – Áreas dentro de la Zona Núm. 3 que se determinan por la proximidad a ciertos sistemas de fallas mayores.
* Mercalli modificada (1931).

Figura 4-10 Mapa de zonificación sísmica de Estados Unidos [*Reproduced from the Uniform Building Code, 1979 (1982) edition, copyright © 1979 (1982) with permission of the publisher, The International Conference of Building Officials (UBC, Whittier, Calif., 1979).*]

El cortante de la base V_n para el enésimo modo, se obtiene a partir de las ecuaciones (2-45) y (2-105) de la siguiente manera:

$$V_n = \frac{S_{an}}{g} \bar{W}_n \tag{4-12}$$

$$\bar{W}_n = \frac{\left(\sum_{i=1}^{N} w_i \phi_{in}\right)^2}{\sum_{i=1}^{N} w_i \phi_{in}^2} \tag{4-13}$$

en la cual S_{an} = la ordenada correspondiente al enésimo periodo natural del espectro de respuesta de seudoaceleraciones y el factor de amortiguamiento
g = la aceleración de gravedad
w_i = peso concentrado en el nivel iésimo
ϕ_{in} = la amplitud de desplazamiento en el nivel iésimo cuando vibra en el modo enésimo
N = número de pisos

El término S_{an} se puede obtener del espectro del diseño. El valor S_{an}/g corresponde al coeficiente de diseño sísmico C_s que se obtiene con la ecuación (4-1). ATC-3 lo determina como el producto de la zonificación, ductilidad y otros factores en una forma similar a la del procedimiento de la fuerza equivalente (ATC-3, 1978).

De la ecuación (2-108), la fuerza horizontal que actúa en el iésimo nivel debido a la vibración del enésimo modo es:

$$F_{in} = V_n \frac{w_i \phi_{in}}{\sum_{i=1}^{N} w_i \phi_{in}} \tag{4-14}$$

La deflexión modal δ_{in} en cada nivel se da por la ecuación siguiente:

$$\delta_{in} = \frac{g}{4\pi^2} \frac{T_n^2 F_{in}}{w_i} \tag{4-15}$$

El desplazamiento lateral modal Δ_n se puede calcular como la diferencia δ_{in} para un piso y el inmediatamente abajo. Los valores del diseño se obtienen al multiplicar éstos por el factor de amplificación C_d. El cortante de entrepiso y el momento modales se pueden obtener estáticamente al aplicar la fuerza horizontal F_{in} a las masas. La respuesta total, esto es, las cortantes de entrepiso, los momentos de volteo, las cantidades de desplazamiento lateral y la deflexión en cada nivel (todos los cuales se pueden utilizar en el diseño), se pueden calcular por el método de la suma de la raíz cuadrada [véase la Ec. (2-103)] al utilizar los valores modales que se obtuvieron arriba.

4.4.2 Análisis inelástico de la historia en el tiempo

En el análisis inelástico de la historia en el tiempo, usualmente la estructura se reemplaza por un sistema de masas concentradas. Es necesario establecer un modelo de histéresis asociado con la fuerza restauradora, como se describe en la sección 2.5.1. Después de determinar el factor de amortiguamiento y el modelo de histéresis y escoger un diseño apropiado para el sitio del edificio, se lleva a cabo la integración directa paso a paso mediante computadora. Los resultados importantes del cálculo son los valores máximos de la historia en el tiempo de cantidades como el cortante de entrepiso, el coeficiente del cortante de entrepiso, el momento de volteo, la deflexión, el desplazamiento lateral de entrepiso, la ductilidad del piso y la ductilidad del miembro. Éstos se verifican contra los criterios de diseño dinámico prescritos siguiendo el procedimiento que se describirá en la siguiente sección. Si se obtiene cualquier valor inapropiado, el diseño se cambia y las verificaciones y modificaciones se repiten hasta que los resultados se archivan satisfactoriamente (véase Fig. 4-1).

4.4.3 Evaluación de los resultados

Como se ilustra en la figura 4-1, los resultados de los análisis se deben evaluar con los criterios del diseño dinámico y se modifican si los criterios no se satisfacen. Los criterios del diseño dinámico requieren que el cortante del entrepiso no exceda el valor permisible, y que los factores de ductilidad del nivel del piso, los miembros y la conexión no excedan los valores prescritos en el caso de la respuesta inelástica.

Los ejemplos que finalmente se obtuvieron de las respuestas de un edificio de acero de 21 entrepisos a los movimientos Norte-Sur de El Centro, se muestran en las figuras 4-11 a la 4-13. En este caso, los criterios son que la respuesta quede abajo del límite elástico para un sismo moderado de la amplitud máxima de 200 gal, que el cortante del entrepiso sea más pequeño que la resistencia en el límite elástico, y que el factor de ductilidad sea menor a 2 para un sismo severo de 350 gal.

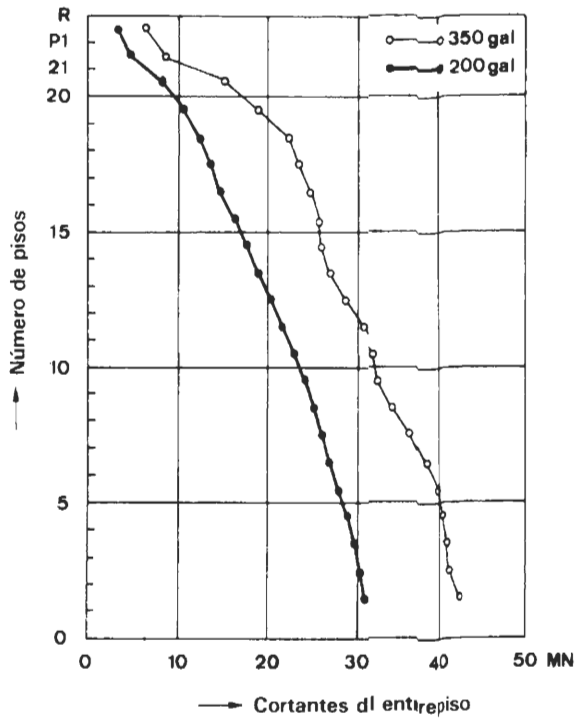


Figura 4-11 Cortantes máximas de entrepiso de los movimientos Norte-Sur de El Centro. (*Courtesy of Nikken Sekkei Co.*)

También, el desplazamiento lateral no debe exceder 1/200 de la altura del entrepiso para sismos de 200 gal.

Si la respuesta de una porción del edificio resulta mayor a la de la otra porción, ésta se debe reforzar para que tenga una curva suavizada de respuesta.

4.5 Planeación asísmica fundamental

En la primera etapa del diseño del edificio, se tienen que seleccionar los materiales básicos, configuración, estructura y estructuración del edificio. Estas opciones afectan mayormente el diseño asísmico posterior. El arquitecto y el ingeniero estructural deben, por lo tanto, cooperar y discutir a fondo el problema en esta primera etapa.

Los materiales estructurales tienen sus propias características de comportamiento, y se deben seleccionar de acuerdo con la localización y condición en que se va a proyectar el edificio, con objeto de lograr una arquitectura confiable, económica y superior. Ha habido muchos

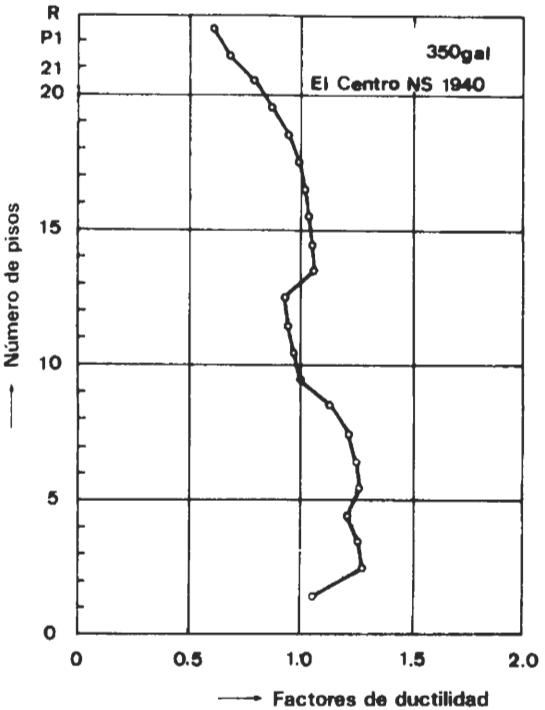


Figura 4-12 Factores máximos de ductilidad para los movimientos Norte-Sur de El Centro. (*Courtesy of Nikken Sekkei Co.*)

casos en donde un edificio con una configuración elegida por un arquitecto ha sufrido daños debido a una inadecuada resistencia sísmica. Una vez que se le ha dado a un edificio una configuración asísmicamente desventajosa, no se podrá lograr una estructura segura, aun cuando el diseño estructural se haya ejecutado apropiadamente. Esto también es cierto para la estructuración, la distribución de los elementos de construcción que soportan cargas y otros factores estructurales. Tanto los arquitectos como los ingenieros estructurales deberán, por tanto, estar familiarizados con el efecto sismorresistente de las características de los materiales, la configuración y la estructuración.

4.5.1 Selección de materiales y tipos de construcción

Desde el punto de vista del diseño asísmico, en un edificio deberán estipularse las siguientes características principales (véase también Sec. 2.7):

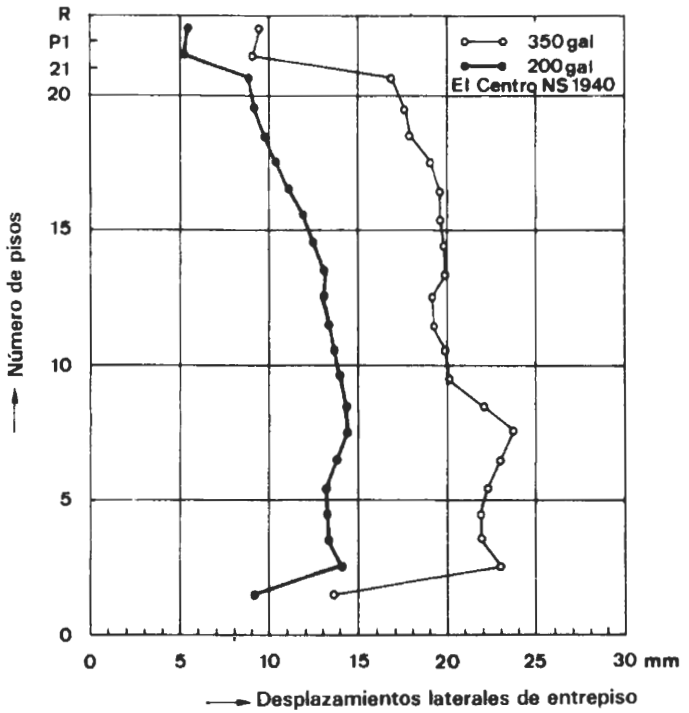


Figura 4-13 Desplazamientos laterales máximos de entrepiso para los movimientos Norte-Sur de El Centro. (*Courtesy of Nikken Sekkei Co.*)

1. *Relación de alta resistencia a peso.* Puesto que el sismo actúa en un edificio como una fuerza de inercia, resulta ventajoso utilizar un material, un sistema estructural ligero y resistente o ambos.

2. *Alta deformabilidad.* Una alta capacidad de deformación plástica puede compensar alguna deficiencia en la resistencia.

3. *Baja degradación.* Es deseable utilizar un sistema estructural que exhiba una baja degradación en resistencia y rigidez ante cargas repetidas.

4. *Alta uniformidad.* Deberá evitarse la separación de los elementos estructurales cuando estén expuestos a los sismos.

5. *Costo razonable.* A menudo se desecha el proyecto de un edificio a causa de un excesivo costo, a pesar de su calidad física superior. La situación económica difiere de un país a otro.

Entre los materiales estructurales, como el concreto y el acero, la superioridad de un material respecto a otro se puede determinar al verificar los incisos arriba mencionados. Sin embargo, puesto que pueden resultar materiales tanto dúctiles como frágiles de una combinación de

concreto frágil y acero dúctil, el comportamiento de los componentes estructurales no puede evaluarse con tan sólo los materiales. Deben considerarse factores adicionales, como la continuidad estructural en las conexiones, en la evaluación de la totalidad de un sistema estructural compuesto de tales componentes para la resistencia sísmica.

En general, a las estructuras de edificios se les puede conceder el siguiente orden prioritario para la resistencia sísmica:

a) Estructuras de acero. Son especialmente adecuadas para los edificios altos si se satisfacen las principales características de los incisos 1 al 4 antes mencionados. En muchos países (excluyendo a Estados Unidos y Japón), con frecuencia no se adoptan las estructuras de acero para los edificios bajos o de mediana altura, ya que no se satisface el inciso 5.

b) Estructuras compuestas de acero y concreto reforzado. Tienen características intermedias entre las de puro acero y las de concreto reforzado. En Japón se han utilizado con frecuencia para los edificios de mediana y gran altura.

c) Estructuras de madera. Son superiores en sus características sismorresistentes y satisfacen todos los incisos del 1 al 5, aun cuando son inferiores en resistencia al fuego. Frecuentemente se usan en casas de poca altura.

d) Estructuras de concreto reforzado vaciado in situ. Son inferiores a las estructuras de acero por lo que respecta a los incisos 1 al 3. Para evitar las desventajas relativas a los incisos 2 y 3, se han propuesto e intentado diversas medidas. Esta forma de construcción se adopta ampliamente en los edificios de poca, mediana y gran altura. En Japón, donde deben considerarse fuerzas sísmicas de diseño muy grandes, está limitado el uso de estructuras de concreto reforzado vaciado *in situ*, por regla general, a edificios de seis o menos pisos.

e) Estructuras de concreto prefabricado. Las estructuras de concreto con elementos prefabricados se usan para edificios de poca y mediana altura. Este tipo estructural carece de uniformidad en comparación con el concreto integral vaciado *in situ*. No existen muchos problemas cuando un edificio se compone de tableros de concreto prefabricado; pero cuando lo está de elementos lineales, es inferior en el sentido asísmico, ya que el sistema estructural no es monolítico.

f) Estructuras de concreto presforzado. La introducción del presfuerzo a un elemento estructural afecta adversamente su deformabilidad y, por consiguiente, las características asísmicas del edificio. Las características sismorresistentes de las estructuras de concreto prefabricado y presforzado son, por consiguiente, inferiores a las de su contra-

parte presforzada. Las estructuras de concreto presforzado vaciado *in situ* también son inferiores a las de su contraparte no presforzada. Las estructuras de concreto presforzado se usan para edificios de mediana y poca altura.

g) *Estructuras de mampostería.* La mampostería reforzada es relativamente superior por lo que respecta a los incisos 1 al 3, esto es, relación resistencia a peso, deformabilidad y degradación. Así, la resistencia sísmica compatible con la de las estructuras de concreto reforzado se puede alcanzar, siempre que se diseñen y construyan apropiadamente. Las estructuras de mampostería satisfacen también el inciso 5. La mampostería reforzada se usa en muchos países para edificios de mediana y poca altura.

Las estructuras mixtas que combinan dos o más de estos sistemas estructurales también pueden comportarse bien en relación con la resistencia sísmica, si se usan miembros apropiados en la posición apropiada. En las estructuras mixtas, es importante garantizar la capacidad para soportar cargas y ductilidad en las entrefases de los diversos componentes.

4.5.2 Forma de la superestructura

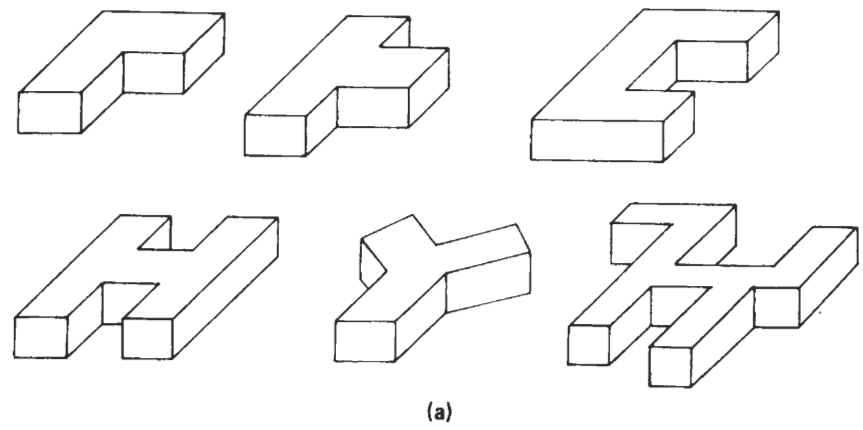
4.5.2.1 Configuración del edificio

Configuración de la planta. La planta comprende simplicidad, compacticidad y una gran rigidez torsional.

Simplicidad. Desde el punto de vista de la resistencia sísmica, es deseable una configuración sencilla, como una forma cuadrada o circular. En los edificios con forma en ala, como la L, T, U, H, Y, y otras que se muestran en la figura 4-14*a*, la porción del ala a menudo sufre un colapso ante un temblor severo, como se ilustra en la figura 4-14*b*. En tales casos, se deberán suministrar juntas sísmicas que separen estructuralmente a las alas, como se muestra en la figura 4-15. Deberá existir una holgura suficiente en las juntas sísmicas, de manera que las porciones adyacentes no se golpeen unas con otras (véase Sec. 4.2.7).

Compacticidad. En un edificio con una forma larga y extendida, actúan fuerzas complicadas debido a la diferencia en la fase del movimiento sísmico (Fig. 4-15*b*). En dicho edificio se requieren juntas sísmicas.

Simetría y una gran rigidez torsional. Para evitar la deformación torsional, el centro de rigidez de un edificio debe coincidir con el centro de masas (véase Fig. 4-16). Para satisfacer esta condición, es desea-



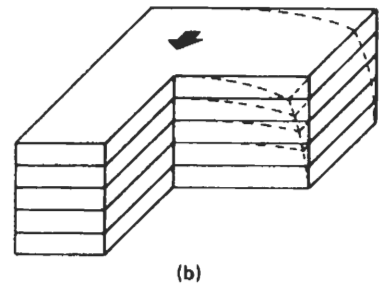


Figura 4-14 Plantas de formas complicadas.

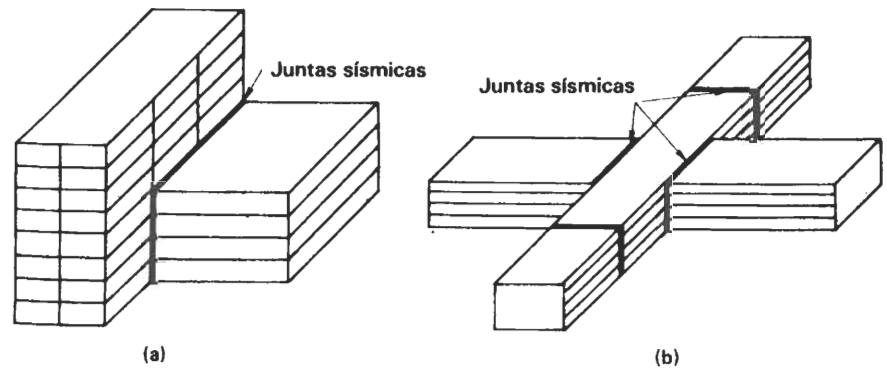


Figura 4-15 Junta sísmica.

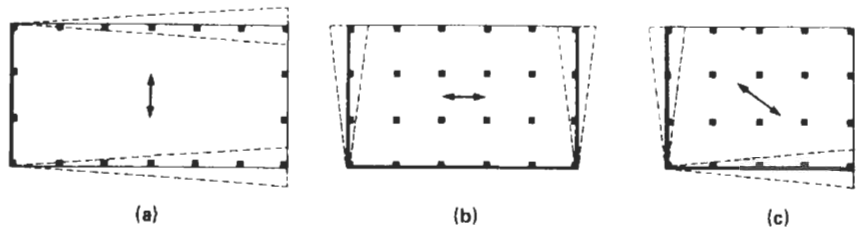


Figura 4-16 Plantas estructuralmente asimétricas.

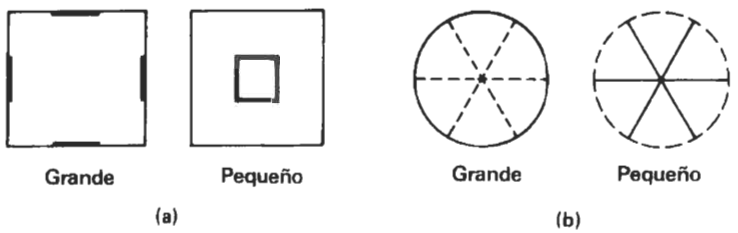


Figura 4-17 Rigidez torsional.

ble tener simetría tanto en la configuración del edificio como en la estructura. Aun cuando se puede hacer que el centro de rigidez coincida con el centro de masas en un edificio asimétrico, con frecuencia es difícil mantener la coincidencia en el estado inelástico de esfuerzos.

Si existe una excentricidad entre los centros de masa y de rigidez, la deformación torsional y la amplificación del movimiento sísmico son mayores en un edificio con una rigidez torsional pequeña (véase Fig. 4-17 y Sec. 2.4.5).

Configuración vertical. La configuración vertical comprende uniformidad y continuidad, lo mismo que proporción.

Uniformidad y continuidad. Es deseable evitar cambios drásticos en la configuración vertical de un edificio. Cuando la configuración vertical es discontinua, como se muestra en la figura 4-18, tiene lugar un gran movimiento vibratorio en alguna porción y se requiere una gran acción de diafragma en el borde, para transmitir las fuerzas de la torre a la base. En tales casos, es imprescindible un análisis dinámico de respuesta para asegurar la resistencia sísmica.

Proporción. Un edificio con una relación grande altura-ancho exhibe extensos desplazamientos laterales ante las fuerzas laterales. Las fuerzas axiales en las columnas, debidas al momento de volteo en dicho edificio, tienden a ser incontrolablemente grandes. Lo mismo ocurre con las fuerzas de compresión y de desprendimiento que actúan en la

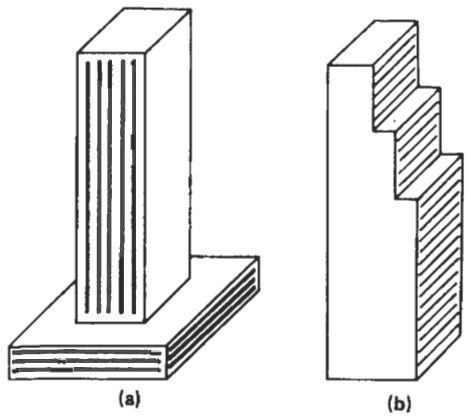


Figura 4-18 Apéndices.

cimentación. En Japón, la carga sísmica estática se incrementa en el diseño de edificios para relaciones altura-ancho mayores a 4.

4.5.2.2 Rigidez y resistencia

Dirección vertical. Es aconsejable evitar cambios repentinos en la distribución vertical de la rigidez y la resistencia. El parámetro relevante es la relación de la rigidez de entrepiso al peso del mismo, entre pisos adyacentes. Si hay un entrepiso blando en un edificio, como se ilustra en la figura 4-19, la deformación plástica tiende a concentrarse en éste, y esto puede provocar el colapso total del edificio. Esta condición se encuentra con frecuencia con pilares en el primer piso y muros de cortante arriba. La rigidez y la resistencia se pueden ajustar aumentando las columnas o los contravientos en los entrepisos blandos.

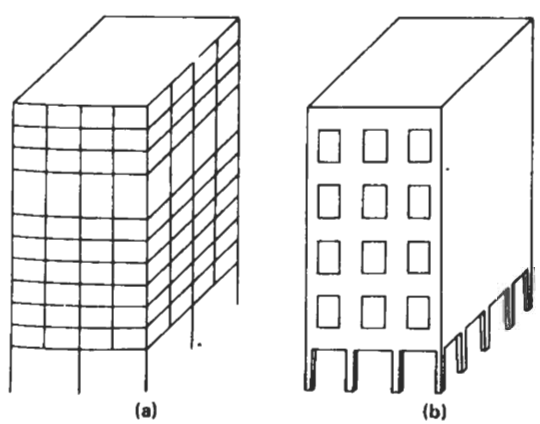


Figura 4-19 Entrepisos blandos.

Dirección horizontal. Si existen columnas largas y cortas en el mismo entrepiso, la fuerza cortante se concentra en las relativamente rígidas columnas cortas, que de esta manera fallan antes que las largas. En un marco estructural, las columnas largas pueden convertirse en cortas, mediante la introducción de vigas. En este caso, los muros no estructurales se deberán aislar de los miembros estructurales (véase Sec. 4.7.5). Las fuerzas se concentran también en las vigas cortas. Esta situación puede aliviarse ajustando los peraltes de las vigas, evitando así las concentraciones de esfuerzos. Los elementos de concreto reforzado, susceptibles de sufrir a causa de las concentraciones de esfuerzos, pueden dotarse de ductibilidad mediante refuerzo diagonal (Sec. 3.3.4.2).

4.5.2.3 Algunas otras consideraciones

Redundancia. La redundancia en los sistemas estructurales debe mantenerse baja en vista de los esfuerzos térmicos y el asentamiento desigual del terreno. Ante la acción de las fuerzas sísmicas, por otro lado, es deseable una gran redundancia, ya que una falla local no induce el colapso en la totalidad del edificio, si la capacidad de deformación plástica es grande.

Modo de falla. Aun cuando un diseñador estructural puede elegir que las columnas o las vigas fluyan antes, generalmente es deseable suministrar columnas fuertes y permitir que las vigas fluyan en flexión antes. Las razones para esta elección son las siguientes:

1. La falla de las columnas representa el colapso de todo el edificio.
2. En una estructura con columnas débiles, la deformación plástica se concentra en cierto entrepiso, como se muestra en la figura 4-20 y, consecuentemente, se requiere un factor de ductilidad relativamente grande.

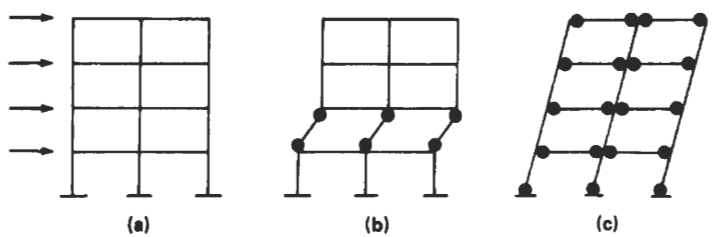


Figura 4-20 Selección del modo de falla. (*a*) Marco. (*b*) Columnas débiles, vigas fuertes. (*c*) Vigas débiles, columnas fuertes.

3. Tanto en la falla de cortante como en la de flexión de las columnas, la degradación es mayor que cuando fluyen las vigas. Esto es cierto debido a las fuerzas axiales en las columnas.

Aun cuando un marco se diseñe con columnas fuertes y vigas débiles, se forman articulaciones plásticas en la base de las columnas del piso inferior en un modo de falla estático, como se muestra en la figura 4-20*c*. También se forman articulaciones plásticas en muchos extremos de las columnas durante la vibración inelástica. Por consiguiente, siempre se deberá suministrar una adecuada ductilidad a las columnas.

Estructuras rígidas o flexibles. Una estructura flexible, como un marco de acero resistente a momentos, resulta ventajoso para un sitio donde el movimiento esperado del terreno sea de periodo corto, puesto que admite un movimiento relativamente pequeño. Sin embargo, una estructura flexible tiende a exhibir grandes deflexiones laterales que inducen daños en los elementos no estructurales. En los edificios altos, las oscilaciones debidas a las ráfagas de viento pueden desasosegar a los ocupantes; por lo tanto, una estructura rígida resulta deseable. Por consiguiente, no se puede decir, en definitiva, que un tipo es superior al otro.

4.5.3 Sistemas estructurales y unidades asísmicas

4.5.3.1 Sistemas de estructuración

Marco resistente a momentos. El marco resistente a momentos es el sistema estructural fundamental. En las estructuras de concreto reforzado, el marco resistente a momentos incluye los vaciados en el sitio y los prefabricados. Los primeros son básicamente el marco de viga y columna que se ilustra en la figura 4-21*a*; también incluyen el marco de losa plana y columna, compuesto de columnas y losas de piso, y el marco de losa y el muro para soporte de cargas. Para el sistema estructural del tipo de losas planas, se han propuesto y puesto en práctica diversas medidas con el objeto de suministrar suficiente resistencia y ductilidad a las conexiones de la losa plana con la columna.

En los marcos de concreto reforzado prefabricado, las conexiones viga a columna practicadas en el sitio se sueldan a menudo. Sin embargo, es comparativamente difícil lograr la uniformidad y la continuidad de la estructura. Por otra parte, es mucho más fácil mantener la uniformidad y la continuidad estructural en las conexiones vaciadas en el lugar mediante la unión en el sitio de los elementos, en las regiones del

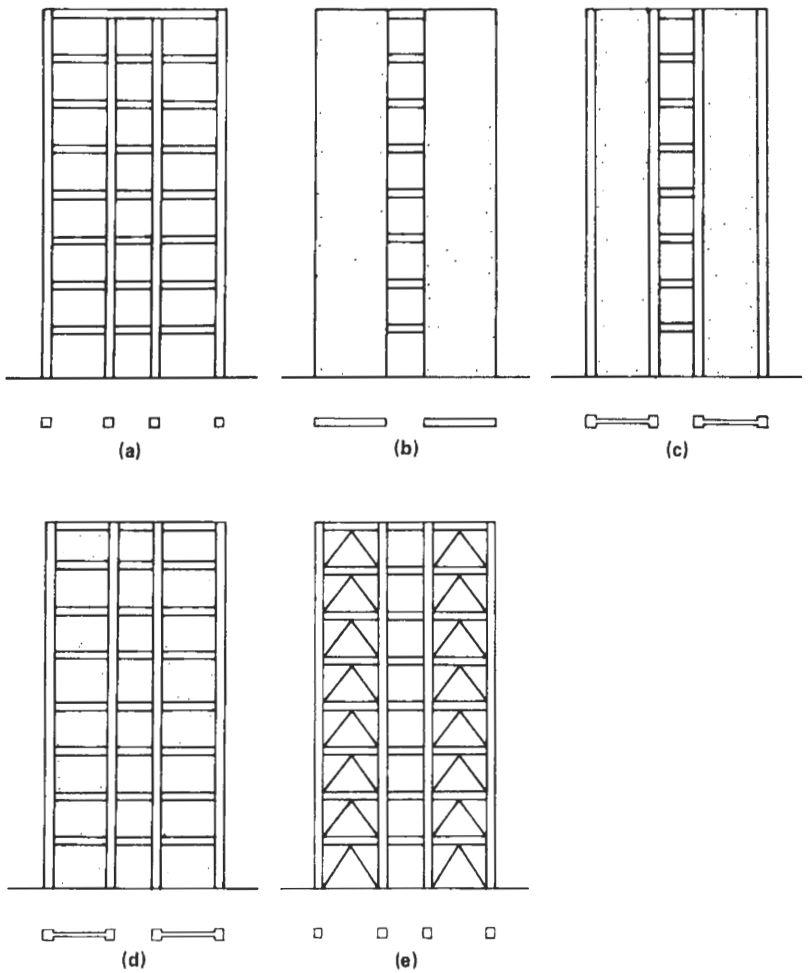


Figura 4-21 Sistemas resistentes a cargas laterales. (*a*) Marcos puros. (*b*) Muros de cortante de soporte de carga. (*c*) Muros de cortante con columnas. (*d*) Muros de cortante confinados. (*e*) Marco arriostrado.

centro del claro donde los esfuerzos de trabajo son relativamente pequeños.

Se han logrado uniones resistentes a momentos casi perfectas en los marcos resistentes a momentos, de concreto y compuestos de acero y concreto mediante el uso de herrajes especiales, de técnicas de soldadura o ambos. Para garantizar la falla dúctil ante cargas repetidas, es aconsejable diseñar las uniones de manera que sean más resistentes que los elementos que se unen.

Marcos con diafragmas verticales. Si la resistencia y rigidez de un marco no son adecuadas, con frecuencia se usan muros para soportar cargas, contravientos o ambos para complementar la rigidez y la resistencia del marco, como se ilustra en las figuras 4-21*b* hasta *e*. También son útiles los muros de cortante y los contravientos para proteger los elementos no estructurales de la falla al reducir el desplazamiento lateral del entrepiso. La figura 4-21*b* muestra el caso en que se adoptan los muros de carga y *c* ilustra el uso combinado de columnas y muros de carga. La figura 4-21*d* presenta el uso de muros confinados. Desde el punto de vista asísmico, *c* y *d* son superiores a *b*. Sin embargo, *b* resulta ventajoso para la flexibilidad del espacio confinado y, por consiguiente, se usa con frecuencia. El tipo *d* se ha usado a menudo en Japón; pero no es común en el resto del mundo, ya que el uso del espacio interior queda limitado. Los muros de carga no necesariamente se usan sólo en marcos de concreto reforzado, sino también frecuentemente para marcos de acero o compuestos de acero y concreto. Los contravientos de acero que se muestran en la figura 4.21*e* se utilizan principalmente en marcos de acero. El arriostramiento de concreto reforzado rara vez se usa, ya que es difícil anclarlo al marco.

Los diafragmas verticales y los contravientos usualmente se colocan en los muros interiores, exteriores o en los núcleos. Éstos son muros que rodean los fosos de los elevadores, escaleras y otros espacios del mismo tipo. Por lo general los núcleos se localizan como muestra la figura 4-22. Los núcleos estructurales se deben localizar de forma que la excentricidad entre los centros de masa y de rigidez sea mínima.

4.5.3.2 Comportamiento de los marcos ante fuerzas horizontales En un marco para edificios de gran altura con muros de carga o arriostramientos, los dos elementos estructurales diferentes (esto es: el marco más los muros o el arrostriamiento) trabajan juntos para resistir las fuerzas horizontales. La deformación de cortante predomina en el marco puro (Fig. 4-23*b*), en tanto que la deformación por flexión pre-

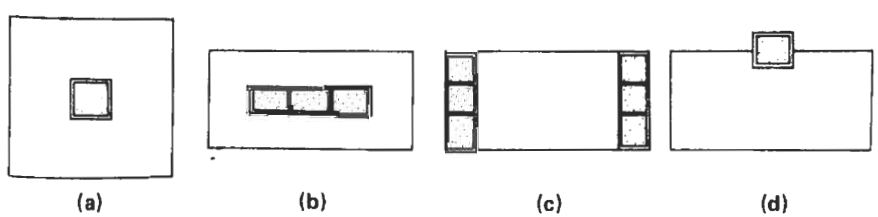


Figura 4-22 Localización de núcleos. (*a*) Centro. (*b*) Porción media. (*c*) Extremos. (*d*) Localización excéntrica.

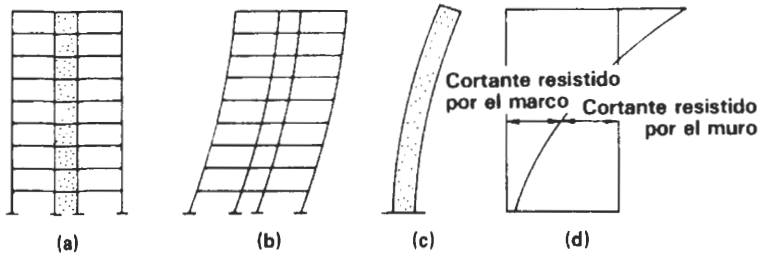


Figura 4-23 Contribución de los marcos y de los muros de cortante al cortante del entrepiso. (*a*) Sistema mixto. (*b*) Marco. (*c*) Muro de cortante. (*d*) Distribución del cortante de entrepiso.

domina en el sistema de muros de cortante (Fig. 4-23*c*). Por consiguiente, un marco estructural con muros de carga exhibe una forma intermedia de comportamiento. En la parte inferior del edificio, los muros resisten la mayor parte de la fuerza cortante, pero la participación decrece gradualmente en los pisos superiores (Fig. 4-23*d*). De hecho, en la porción superior del edificio, la participación puede resultar negativa. Éste es el caso cuando se impide la rotación de la base del muro. Si se permite la rotación de las anclas del muro, es más factible que ocurra esta tendencia del cortante negativo.

Si en un muro de carga ocurre una deformación por flexión, la viga adyacente de borde experimenta una gran deformación y deberá tener una adecuada ductilidad. También las columnas adyacentes están sometidas a una gran fuerza axial, de manera que surgen dificultades tanto al diseñar la sección de la columna como en el tratamiento de la fuerza de tracción en la cimentación. Para evitar esta situación desventajosa, es aconsejable distribuir los elementos estructurales que soportan las fuerzas horizontales, como en la figura 4-24*a* y *b*. También es aconsejable usar un gran marco rígido, como se indica en la figura 4-24*c* y *d*, haciendo que los marcos o los contravientos sean peraltados en algunas secciones. Si aún es difícil manejar grandes fuerzas axiales en las columnas y grandes fuerzas de tracción en los cimientos, deberá incrementarse el número de marcos planos con elementos horizontales de carga.

4.5.3.3 Unidades asísmicas

Muro de cortante de concreto reforzado. Existen dos tipos de muros de cortante de concreto reforzado: el vaciado en sitio y el prefabricado. En el primero, el refuerzo del muro se ancla en el marco que lo rodea, para garantizar uniformidad y continuidad. En el muro de cortante

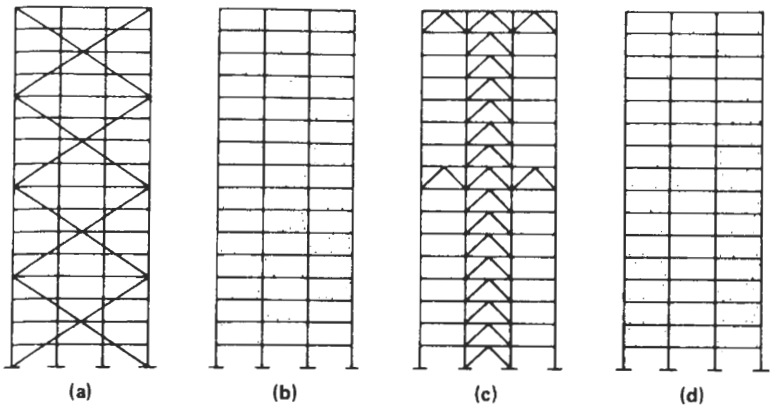


Figura 4-24 Disposición de los diafragmas verticales.

prefabricado, por otra parte, la uniformidad y la continuidad se obtienen suministrando muescas de forma trapezoidal a lo largo de los bordes del tablero, o conectándolos con el marco con juntas de acero. Se han propuesto y puesto en práctica diversas medidas para proporcionar ductilidad a los muros de carga y capacidad de disipación de energía. En la figura 4-25 se muestran ejemplos de tales medidas, donde *a* expone un muro con ranuras y *b* indica una junta dúctil y flexible que conecta el muro prefabricado al marco circundante (Tall Building Committee 21D, 1979).

Muros de cortante de acero. Algunas veces se usan placas de acero como muros de cortante. Deben suministrarse atiesadores verticales y horizontales en tales muros de cortante de acero para impedir el pandeo local.

Muros de cortante compuestos. Los muros de cortante compuestos comprenden placas de acero atiesadas ahogadas en el concreto reforza-

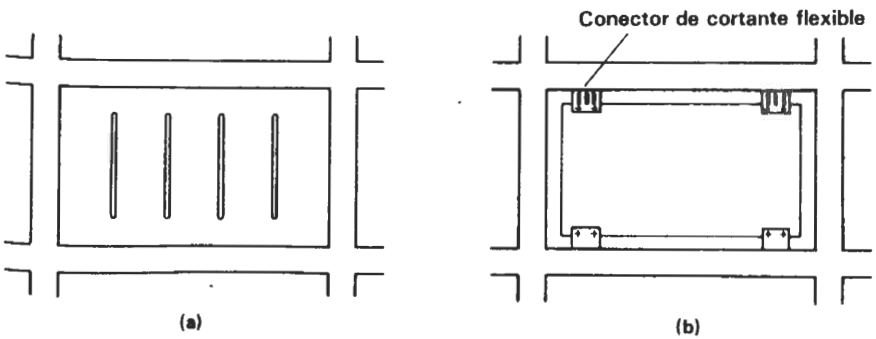


Figura 4-25 Muros de cortante dúctiles. (*a*) Ranuras en el muro de cortante. (*b*) Muro de cortante con conectores de cortante flexibles.

do, armaduras de placas de acero ahogadas en un muro de concreto reforzado y otros posibles muros compuestos, todos los cuales se combinan, con un marco de acero o con uno compuesto.

Arriostramientos de acero. Cuando se usan riostras tan sencillas y esbeltas como lo son las barras o las placas de acero, se supone que no resisten la compresión axial. Con frecuencia, también se utilizan como riostras los perfiles estructurales, como los ángulos, canales, vigas de ala ancha y tubos. En los edificios de gran altura, generalmente se usan riostras relativamente robustas, para dotar a la estructura de mejores características histeréticas.

Muros de cortante de mampostería. En los muros de mampostería se han usado ampliamente muros de mampostería sólida sin refuerzo. Sin embargo, han resultado ser inadecuados desde el punto de vista asísmico. Ahora se usan muros de mampostería reforzada, como unidades huecas y con mortero vaciado en los huecos.

4.5.4 Dispositivos para reducir la carga sísmica

Se han propuesto muchos dispositivos, ya sea para impedir que la fuerza sísmica actúe en la estructura o para absorber una porción de la energía sísmica que se introduce a la estructura.

4.5.4.1 Estructuras de base aislada El dibujo esquemático de la figura 4-26 indica un concepto tradicional para aislar la base estructural, con el cual unos rodillos impiden que el movimiento del terreno sea transmitido de la cimentación del edificio a la superestructura. Recientemente, se han propuesto y usado dispositivos más prácticos. Los siguientes son ejemplos de estructuras con aislamiento de la base:

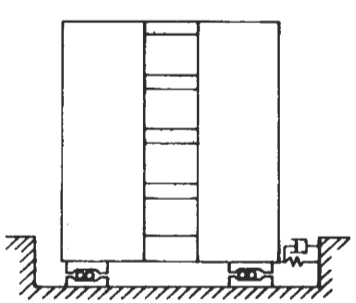


Figura 4-26 Esquema de una estructura de base aislada.

1. Se aisló un edificio para escuela de tres pisos con muros de cortante asentando toda la estructura en un cojín de hule (Petrovski, Jurukovski y Simovski, 1978).
2. Se dotó a un edificio apoyado en cojinetes de bola con varillas de control para impedir el movimiento lateral del edificio como resultado de fuerzas laterales pequeñas (Caspe, 1970).
3. En un edificio de marcos de acero se colocaron columnas rígidas hechas de concreto reforzado para unir las columnas de acero al sótano. El edificio se puede comportar como una estructura de marcos de acero ante condiciones de cargas de servicio. Si se aplica una gran fuerza sísmica, las columnas de concreto reforzado funcionan como retenes para impedir una deflexión lateral excesiva (Matsushita and Izumi, 1965).

El dispositivo más práctico que hasta ahora se ha propuesto para el aislamiento de la base se desarrolló en Nueva Zelanda, donde ha sido extensamente estudiado y ahora está contemplado por las disposiciones del reglamento (Blakeley, Charleson, y cols., 1979; Lee y Medland, 1978*a*, 1978*b*; Tyler, 1977; Megget, 1978; Priestley, Crosbe y Carr, 1977; Robinson y Tucker, 1977). Un montaje horizontal flexible soporta al edificio a la vez que le permite el movimiento libre en la dirección horizontal. Un limitador de la carga resiste el movimiento debido a pequeñas cargas horizontales (véase Fig. 4-27). El montaje horizontal flexible es de placas sobrepuestas de hule y acero o de PTFE (teflón). Has-

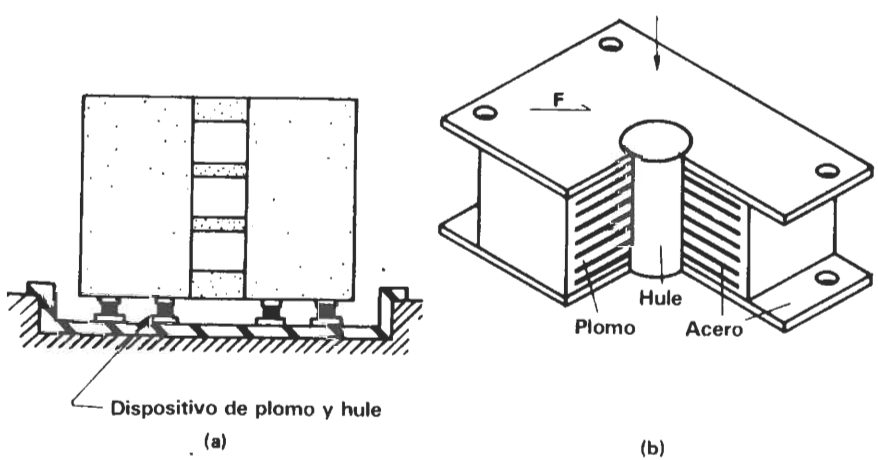


Figura 4-27 Estructuras de base aislada en Nueva Zelanda. (*a*) Elevación idealizada de un edificio de base aislada. (*b*) Diseño plomo y hule. [*From R.W. Blakeley, A.W. Charleson, et al., Recommendations for the design and construction of base isolated structures,* Bull. N.Z. Nat. Soc. Earthquake Eng., *12 (2) 136-157 (1979), with permission of NZNSEE.*]

ta cierta carga de fluencia, el limitador trabaja elásticamente; a una carga mayor exhibe una deformación plástica que permite el movimiento horizontal del edificio. El limitador de carga es un elemento flexionante o torsionante con varias posibles configuraciones y está hecho de acero, plomo u otros materiales. Cuando se deforma plásticamente, trabaja como amortiguador para minimizar la respuesta y limitar la cantidad del movimiento horizontal. En la figura 4-27, el montaje horizontal y el limitador de cargas están construidos de una pieza, donde el limitador es el cilindro central de plomo que resiste la flexión.

El concepto de aislamiento de la base se adapta mejor a las estructuras de poca altura y rígidas que se localizan en terreno duro. Por otra parte, no es adecuado para usarse en edificios altos, puesto que el momento de volteo es demasiado grande. A menudo se presenta el caso de que el periodo natural del edificio rígido coincide con el periodo dominante del terreno duro. De ocurrir esto, se puede evitar el fenómeno de resonancia adoptando el concepto de aislamiento, y de ahí, alargando el periodo natural.

La respuesta dinámica de un edificio con base aislada tiende a ser complicada en comparación con la de un edificio sin ella. Es, por lo tanto, necesario verificar la respuesta dinámica mediante un análisis de respuesta inelástico de historia en el tiempo, utilizando un sismo de diseño (o sismos) adecuado al sitio del edificio que se considere (Blakeley, Charleson, y cols., 1979).

4.5.4.2 Dispositivos disipadores de energía Se han efectuado intentos para lograr amortiguadores artificiales que consuman una fracción de la energía del movimiento del terreno que se introduce a la estructura de un edificio. Algunos se usan ahora. Los amortiguadores de aceite no se utilizan con frecuencia, ya que requieren un mantenimiento frecuente y problemático.

La deformación de cortante de los materiales en capas de alta viscosidad se utilizan a veces como dispositivos disipadores de energía. Un dispositivo más común y más sencillo emplea la deformación plástica a la flexión o torsional de los aceros (Skinner, Kelly y Heine, 1973). Tales amortiguadores se insertan al centro de los contravientos, en las juntas de pared a pared o en los bordes de una pared y el marco circundante, como en la figura 4-25. En este caso, es importante evitar una degradación excesiva y la fractura frágil del elemento ante grandes deformaciones repetidas.

4.6 Diseño sismorresistente de los componentes y sistemas estructurales

4.6.1 Introducción

Diseñar las conexiones y detalles de una estructura sismorresistente es casi tan importante como verificar el comportamiento dinámico de la estructura de conjunto. Si la resistencia y ductilidad de las conexiones no son adecuadas y los detalles no se diseñan apropiadamente, no es probable que la estructura en conjunto muestre un comportamiento sísmico efectivo. En esta sección se plantearán los factores críticos que se deben considerar en el diseño sísmico de conexiones y detalles estructurales, en relación con las características estructurales que se describen en el capítulo 3.

En muchos reglamentos de diseño la fuerza sísmica estática equivalente se combina con las cargas muertas y vivas para evaluar la seguridad sísmica de una estructura. Por ejemplo, ATC-3 prescribe las siguientes ecuaciones para la condición de distribución de cargas (ATC-3, 1978):

$$U = 1.2D + 1.0L + 1.0S \pm 1.0E \tag{4-16}$$

o

$$U = 0.8D \pm 1.0E \tag{4-17}$$

en que U = la combinación de las cargas de diseño, y D, L, S y E = las cargas muertas, viva, nieve y sísmica, respectivamente.

El diseño se deberá hacer de manera que satisfaga la siguiente ecuación:

$$\phi U_n \geqq U \tag{4-18}$$

en que, U_n = la resistencia nominal, y ϕ = el factor de reducción de la resistencia. ϕ es un coeficiente para tomar en cuenta las posibles reducciones en la resistencia de los elementos. Las causas principales de esas reducciones son los errores en los cálculos de diseño, variación en las propiedades de los materiales, incertidumbres en la construcción y los errores dimensionales. La ecuación (4-18) se apega a los conceptos del diseño por resistencia por medio de los cuales se diseña la resistencia última de las secciones y los elementos. Algunos reglamentos de diseño adoptan el concepto de diseño de esfuerzos permisibles. En tales reglamentos, el esfuerzo permisible que se usa para verificar la seguridad estructural frecuentemente se toma entre un 30 y un 50% mayor al esfuerzo permisible con que se evalúa la seguridad ante las condiciones de cargas gravitacionales.

4.6.2 Estructuras monolíticas de concreto reforzado

4.6.2.1 Introducción Como se comentó en la sección 3.3.1, la estructura monolítica de concreto reforzado es uno de los sistemas estructurales sismorresistentes más populares en el mundo. Se han obtenido varios progresos en las disposiciones de los reglamentos y en la práctica del diseño de este sistema estructural, mediante el estudio de los resultados de temblores previos; como consecuencia, el daño sísmico de las estructuras monolíticas de concreto reforzado ha disminuido en forma importante en los años recientes. Las reglas importantes del diseño para las estructuras de concreto reforzado sismorresistentes son similares a las de las estructuras de acero. Estas reglas se pueden resumir en la forma siguiente:

1. Debe suministrarse ductilidad y una gran capacidad de disipación de energía (con menos deterioro en la rigidez).
2. Las vigas deben fluir antes que las columnas.
3. La falla de flexión debe preceder a la de cortante.
4. Las conexiones deben ser más resistentes que los elementos que se unen a ellas.

El reglamento ACI (ACI Committee 318, 1983*a*, 1983*b*) adoptó las siguientes ecuaciones para la combinación de fuerzas estáticas de diseño en lugar de las ecuaciones (4-16) y (4-17):

$$U = 1.4D + 1.7L \tag{4-19}$$

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.87E) \tag{4-20}$$

$$U = 0.9D + 1.43E \tag{4-21}$$

El factor de reducción de resistencia ϕ se da como sigue:

Flexión sin empuje axial	$\phi = 0.90$
Tensión axial; tensión axial con flexión	$\phi = 0.90$
Compresión axial; compresión axial con flexión	
Miembros con refuerzo espiral	$\phi = 0.75$
Miembros con otro refuerzo transversal	$\phi = 0.70$
Cortante y torsión	$\phi = 0.85$

Básicamente, ATC-3 usa los mismos valores de ϕ y algunas partes adoptan valores ligeramente más conservadores.

4.6.2.2 Selección de materiales El concreto en las estructuras de concreto reforzado no debe ser de baja resistencia. También es recomendable no usar agregados quebradizos. ATC-3 recomienda un concreto normal con una resistencia mínima de 20.7 MPa.

El esfuerzo de fluencia y la ductilidad son las propiedades de diseño importantes para el acero. Las normas de la American Society for Testing and Materials (ASTM) y otras estipulan valores más bajos del esfuerzo de fluencia. Los ensayes de tensión y de flexión proporcionan una información útil para la ductilidad del acero. Se reconoce que el acero trabajado en frío es menos dúctil, y el acero con esfuerzo de fluencia significativamente mayor que los valores nominales tiende también a mostrar un comportamiento menos dúctil. Por consiguiente, no se recomienda el uso de dicho acero en la mayoría de las construcciones.

4.6.2.3 Vigas Un elemento sujeto a una fuerza axial de $0.1\,fc'\,A_g$ o menor se puede tratar como una viga (A_g = el área bruta de la sección). Se puede verificar la capacidad a flexión de una viga, calculando M_u con la ecuación (3-1) e insertando M_u (la resistencia nominal) en la ecuación (4-18).

De conformidad con la filosofía básica de diseño de que la falla de flexión debe ocurrir antes que la de cortante, la resistencia requerida a cortante de una viga se calcula de la siguiente manera. Supóngase que en cada extremo de la viga se genera una articulación (Fig. 4-28). Entonces:

$$V_u = \frac{M_{u1} + M_{u2}}{\ell} + V_g \tag{4-22}$$

en que M_{u1} y M_{u2} son las capacidades a flexión de las articulaciones plásticas y V_g es el esfuerzo cortante provocado por la carga vertical distribuida W. De acuerdo con la ecuación (4-18), la resistencia nominal al cortante requerida está dada por $V_n \geq V_u/0.85$ y la cantidad requerida de refuerzo se calcula a partir de la ecuación (3-23).

Puesto que el valor real de f_y normalmente es mayor al estándar y es probable que el esfuerzo del acero caiga en el régimen de endurecimiento por deformación, se usa $1.25f_y$ para el acero normal ($1.4f_y$ para el acero de alta tensión) en vez de f_y, para calcular las resistencias nominales de M_{u1} y M_{u2} en la ecuación (4-22). Más aún, se debe considerar el efecto del refuerzo en la losa en M_u en este cálculo de la resistencia nominal.

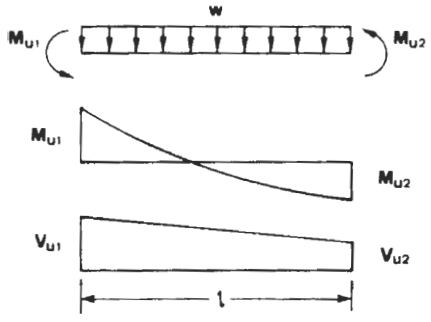
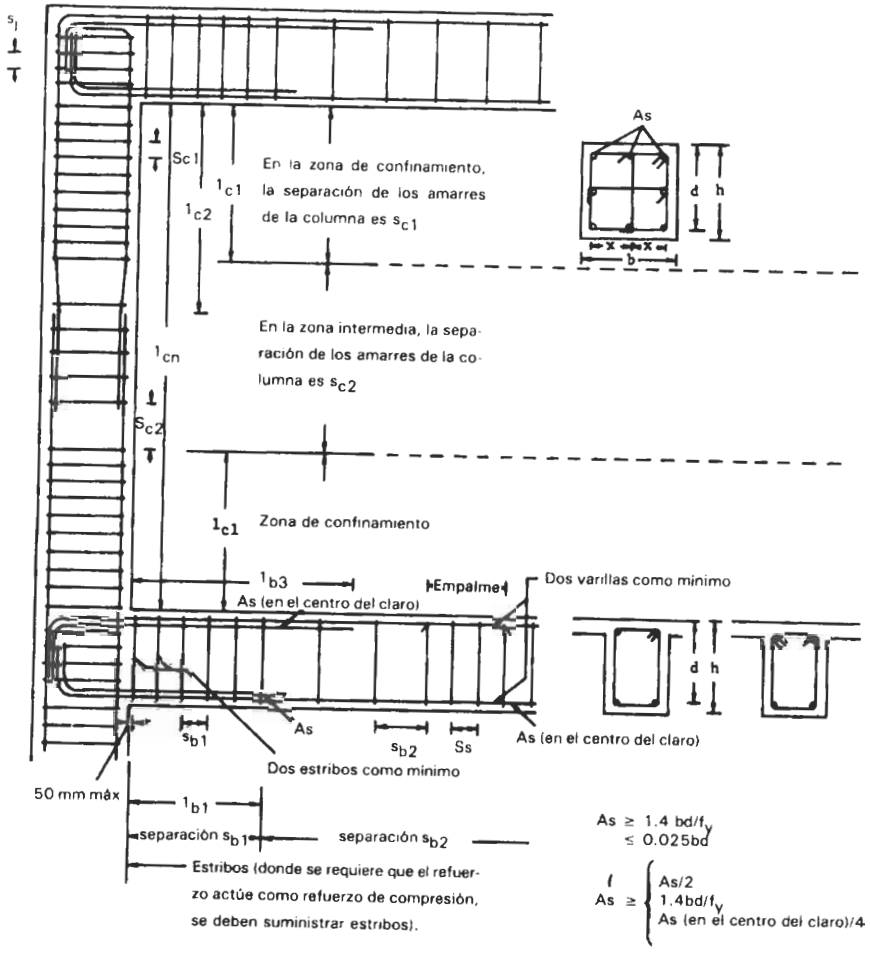


Figura 4-28 Cálculo de la fuerza cortante requerida.

Un enfoque muy conservador es despreciar la contribución del concreto en la resistencia al cortante en la zona de la articulación ($v_c = 0$; Park and Paulay, 1980). Como se expuso en la sección 3.3.4.2, el refuerzo diagonal es efectivo para impedir la falla frágil de cortante. Dicho refuerzo es también útil para aumentar las capacidades de cortante y de flexión en forma proporcional.

Para garantizar una ductilidad suficiente en las vigas, son necesarios los buenos detalles de diseño. Los requisitos críticos para los detalles de diseño son como sigue (ACI Committee 318, 1983*a*, 1983*b*) (véase la Fig. 4-29):

1. Se requiere al menos un par de varillas longitudinales para el refuerzo superior e inferior. El porcentaje ρ de refuerzo no deberá ser menor a $1.38/f_y$ (MPa) y no excederá de 0.025. La resistencia positiva a la flexión no será menor del 50% de la negativa. En cualquier sección, ninguno de los momentos resistentes, negativo o positivo a lo largo del miembro, será menor a un cuarto del momento resistente máximo suministrado al paño de cualesquiera de los puntos.
2. El arreglo del refuerzo en el alma será tal, que pueda resistir la suma del cortante producido por la carga gravitacional factorizada y el cortante sustentado cuando ocurre una articulación en cada extremo de la viga.
3. Se suministrarán cercos en una longitud igual a dos veces el peralte del elemento, medida desde el paño del elemento de soporte hacia el centro del claro, o en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento a cada lado de una sección donde pueda ocurrir la fluencia de flexión. El primer cerco se colocará a no más de 50 mm a partir del elemento de apoyo. La separación máxima de los cercos será menor a $d/4$, 8 veces el diámetro de la menor de las varillas longitudinales, 24 veces el diámetro de las varillas del cerco, y 300 mm.



$s_j = 2s_{c1}$, donde existan vigas de cierto tamaño que se unen en los cuatro lados de la columna.

Para otras condiciones, utilícese s_{c1}

As ≥ 0.01bd
≤ 0.06bd

$l_{c1} < \min(h, l_{cn}/6, 450\ mm)$

$l_{c2} > l_{cn}/4$

x 350 mm

$s_{c1}, s_{c2} < 100\ mm, 1/4 \min(b,d)$

d_b : diámetro del refuerzo principal

s_s < h/4, 100 mm

$l_{b1} > 2d$: utilícese estribos con s_{b1}

$s_{b1} < \min(d/4, 8d_b, 24$ el diámetro del estribo, 300 mm)

$s_{b2} < d/2$

l_{b3} : distancia al punto de la inflexión más la longitud de anclaje pero no menor que $l_{bn}/4$

l_{bn} : longitud del claro libre de la viga

Figura 4-29 Detalles de vigas, columnas y conexiones.

Donde no se requieran cercos, los estribos se espaciarán a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento. No se harán todas las juntas traslapadas en una misma sección, sino que se dispersarán en la longitud. Sólo se permitirán las juntas traslapadas del refuerzo para flexión si se suministra refuerzo de cercos o en espiral en toda la longitud del traslape.

La separación máxima del refuerzo transversal que confina a las varillas traslapadas no excederá de $d/4$ o 100 mm. Se evitarán las juntas traslapadas dentro y cerca de una unión o en cualquier región donde se esperen esfuerzos altos, especialmente en las zonas de articulaciones de fluencia potenciales. En tales regiones de esfuerzos altos, es posible que el concreto se agriete; con frecuencia esto da por resultado una insuficiente transferencia del esfuerzo entre las varillas de refuerzo traslapadas.

ACI 318-83 estipula las siguientes ecuaciones para la longitud de desarrollo ℓ_d de varillas corrugadas en tensión cuyos diámetros sean de 31 mm o menores y que tienen $f_y \leq 414$ MPa:

$$\ell_d = 0.019\, A_b\, f_y / \sqrt{f'_c} \tag{4-23}$$

donde A_b = al área de la varilla individual. Más adelante, se especifica que ℓ_d deberá ser al menos 1.4 veces más larga que el valor dado por la ecuación (4-23) para el refuerzo superior y $(2\text{-}414/f_y)$ veces de mayor longitud para varillas con $f_y > 414$ MPa.

4.6.2.4 Columnas La resistencia nominal N_n se calcula mediante la ecuación (3-11) para una columna con carga concéntrica, y mediante (3-12) y (3-13) para una columna sujeta a flexión y fuerza axial combinadas. La resistencia deberá satisfacer la condición $N_n \geq N_u/\phi$.

Al igual que en el diseño para cortante de las vigas, la fuerza cortante de diseño V_u para una columna se deberá tomar como el cortante sostenido por la columna cuando se presentan articulaciones plásticas en la columna o en las vigas adyacentes. La resistencia nominal al cortante requerida está dada por $V_n \geq U_u/\phi$, y la cantidad requerida del refuerzo para cortante se puede calcular de acuerdo con la ecuación (3-23). La separación del refuerzo para cortante no deberá exceder $d/2$. Como se ha indicado en las secciones 3.3.4.2 y 3.3.4.3, también es efectivo el refuerzo diagonal en las columnas para impedir la falla frágil de cortante sin incrementar el número de cercos.

Además de la verificación de la resistencia, el reglamento ACI estipula varios requisitos para garantizar una ductilidad suficiente en las columnas (ACI Committee 318, 1983*a*):

1. El porcentaje de acero de las varillas longitudinales de refuerzo deberá quedar entre 0.01 y 0.06.

2. En una conexión de viga a columna, la suma de las flexiones resistentes de las columnas bajo la condición de carga axial factorizada no deberá ser menor a la suma de las flexiones resistentes de las vigas. Si no se satisface esta condición, se deberá suministrar a la columna con refuerzo transversal, como se indica en el inciso 3, en toda la altura de la columna.

3. Si la fuerza axial factorizada máxima no es mayor a $A_g f'_c/10$ (A_g = al área bruta de la Sec.), los requisitos del detallado de la columna pueden ser simplemente los mismos que los de las vigas. Si es mayor, es factible que la ductilidad se reduzca. En este caso, se deberá suministrar refuerzo de confinamiento en una longitud ℓ_0 a partir del paño de cada unión y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir la fluencia por flexión. La longitud ℓ_0 no será menor a h (ancho de la columna), un sexto de la altura libre de la columna, o 457 mm, lo que sea menor. En las columnas que soportan miembros rígidos discontinuados como muros o armaduras, se colocará refuerzo para confinamiento en toda su longitud.

Si se usan anillos en espiral, la cantidad de refuerzo no deberá ser menor a cualquiera de (*a*) la cantidad necesaria para garantizar que no ocurrirá ninguna reducción en la resistencia, aun cuando se desprenda el recubrimiento del concreto:

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \tag{4-24}$$

o, (*b*) la cantidad necesaria para garantizar una ductilidad adecuada:

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_y} \tag{4-25}$$

lo que sea menor. A_c es el área del núcleo.

Si se usan cercos rectangulares, el refuerzo transversal deberá ser mayor al de los anillos en espiral. El área de la sección transversal del refuerzo de cercos rectangulares no deberá ser menor a la que está dada por las ecuaciones (4-26) y (4-27):

$$A_{sh} = 0.3(sh_c\, f'_c/f_{yh})[(A_g/A_{ch}) - 1)] \tag{4-26}$$

$$A_{sh} = 0.12\, sh_c\, f'_c/f_{yh} \tag{4-27}$$

donde A_c = área del núcleo del miembro en compresión reforzado con espirales
A_{ch} = área de la sección transversal de un miembro medida de exterior a exterior del refuerzo transversal
A_g = área bruta de la sección
A_{sh} = área total de la sección transversal del refuerzo transversal (incluyendo las horquillas) dentro de una separación s y perpendicular a la dimensión h_c
h_c = dimensión de la sección transversal del núcleo de la columna
s = separación del refuerzo transversal
f_{yh} = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal (véase Fig. 4-30)

Si la resistencia de diseño del núcleo del miembro satisface los requisitos de las combinaciones de carga especificadas, no hay necesidad de satisfacer las ecuaciones (4-24) y (4-26).

4. Cuando haya juntas traslapadas en el refuerzo longitudinal, sólo se permitirán dentro de la mitad central de la longitud del miembro y se proporcionarán como traslapes a tensión. Si se usa soldadura o traslapes mecánicos, se podrán emplear para traslapar el refuerzo en cualquier sección, siempre que nada más se traslapen varillas longitudinales alternadas en una sección y la distancia entre los traslapes sea de 600 mm o más a lo largo del eje longitudinal del refuerzo.

5. El refuerzo transversal deberá espaciarse a distancias que no excedan un cuarto de la mínima dimensión del miembro y 100 mm.

6. La separación de las horquillas de las ramas de los cercos sobrepuestos no deberá ser mayor a los 350 mm.

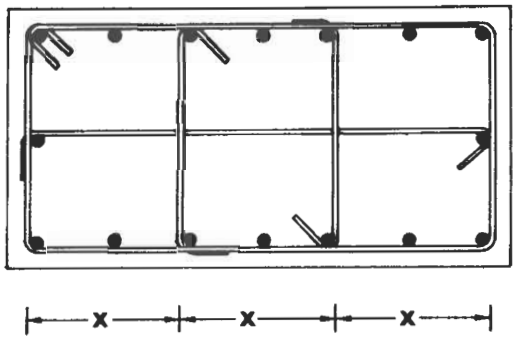


Figura 4-30 Refuerzo de confinamiento.

4.6.2.5 Conexiones La conexión de viga a columna deberá diseñarse de manera que no falle antes que los miembros que concurren a la conexión. Son comunes tres tipos de falla de las conexiones: falla de cortante en la zona del tablero, falla de anclaje de las varillas longitudinales y falla de adherencia en las varillas longitudinales que pasan a través del tablero. Como se ve en la expresión de la ecuación (3-30), el esfuerzo cortante en el tablero que se transfiere de los extremos del miembro aumenta al incrementarse la resistencia a flexión de dichos miembros; esto es: el porcentaje de acero de las varillas longitudinales se torna mayor, y cuando se reduce el esfuerzo cortante en el miembro, los miembros se tornan más esbeltos. Si el esfuerzo cortante excede cierto valor, se debe proporcionar refuerzo para cortante en el tablero.

La figura 4-31 muestra una combinación de esfuerzos aplicados al tablero de conexión. Aquí, se supone que fluyen las varillas longitudinales en tensión. Para tomar en cuenta un posible incremento sobre el valor nominal de fluencia, se usa un esfuerzo de α veces (multiplicador del esfuerzo) el valor nominal como el esfuerzo de fluencia de diseño. El reglamento ACI (ACI 318-83) y otros (ACI-ASCE, 1976; Park and Paulay, 1980) recomiendan para α un valor de 1.25.

Con referencia a la figura 4-31, la fuerza aplicada a la cara superior del tablero, es:

$$V_j = \alpha A_{s1} f_y + \alpha A_{s1} f'_s + \alpha C_{c1} - V_{col}$$
$$= (A_{s1} + A_{s2})\alpha f_y - V_{col} \qquad (4\text{-}28)$$

La resistencia a cortante está dada por la suma del cortante que resiste el concreto y el refuerzo para cortante [Ecs. (3-17) y (3-23)].

ACI-ASCE (1976) supone que $V_c = 0$ si la columna está sujeta a una fuerza de tensión. Park y Paulay (1980) son más conservadores aún y desprecian la contribución del concreto ($V_c = 0$). Si se usa la resistencia

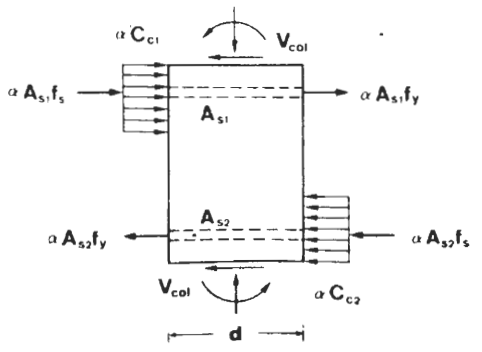


Figura 4-31 Fuerzas en el tablero de conexión en el estado último.

nominal al cortante así obtenida, la resistencia requerida [Ec. (4-27)] y el factor de reducción ϕ [Ec. (4-18)] podrán verificarse. De acuerdo con la sección 3.3.6, el cortante que resiste el concreto (V_c) es menor en las conexiones del tipo T o L que en las cruciformes. El reglamento AIJ para las estructuras compuestas (AIJ, 1975*b*) reduce V_c para las conexiones T y L, respectivamente, a dos tercios y a un tercio del valor de V_c para las conexiones cruciformes.

En las conexiones donde el ancho de la viga es menor al de la columna, la transferencia de esfuerzos de la viga y la columna al tablero resulta menos efectiva y, como resultado, la resistencia al cortante del tablero es menor. Por consiguiente, una buena práctica es hacer las dimensiones de la viga y de la columna lo más próximas posibles.

De acuerdo con el reglamento ACI, se necesita la misma cantidad de refuerzo transversal en las juntas que en las columnas; pero esta cantidad puede reducirse a la mitad si desde el tablero se prolongan cuatro vigas y el ancho de éstas no es menor a tres cuartos del de la columna (junta confinada).

ACI 318-83 establece 20 $\sqrt{f'_c}A_j$ como la resistencia al cortante de una junta confinada que tenga una cantidad especificada de refuerzo transversal, donde A_j es la mínima área de la sección transversal de la junta en un plano paralelo al eje del refuerzo que genera la fuerza cortante. En este caso, se desprecia el efecto del refuerzo transversal en el cortante resistente de la junta.

ACI-ASCE (1976) estipula un incremento en el refuerzo del tablero cuando sea grande la fuerza axial en la columna, como en el diseño de las columnas. En este caso, se puede suponer que el refuerzo de confinamiento actúa como refuerzo para cortante.

El reglamento ACI (ACI 318-83, 1983) especifica que la longitud de desarrollo ℓ_{dh} para una varilla con un gancho estándar de 90° no deberá ser menor a 8 d_b, 150 mm, y la longitud requerida por la ecuación (4-29) (véase Fig. 4-32):

$$\ell_{dh} = 0.18 f_y d_b / \sqrt{f'_c} \qquad (4\text{-}29)$$

Para las varillas longitudinales en las vigas que pasan a través del tablero de conexión, Park y Paulay (1980) sugieren que la relación entre el diámetro de la varilla y el peralte de la columna no deberá ser mayor a 0.04, para evitar el deslizamiento por adherencia de las varillas. Sin embargo, la reducción en resistencia de la sección transversal en el extremo de una viga normalmente no es grande cuando ocurre el deslizamiento (Sec. 3.3.6), y este límite en el tamaño de la varilla no es muy estricto.

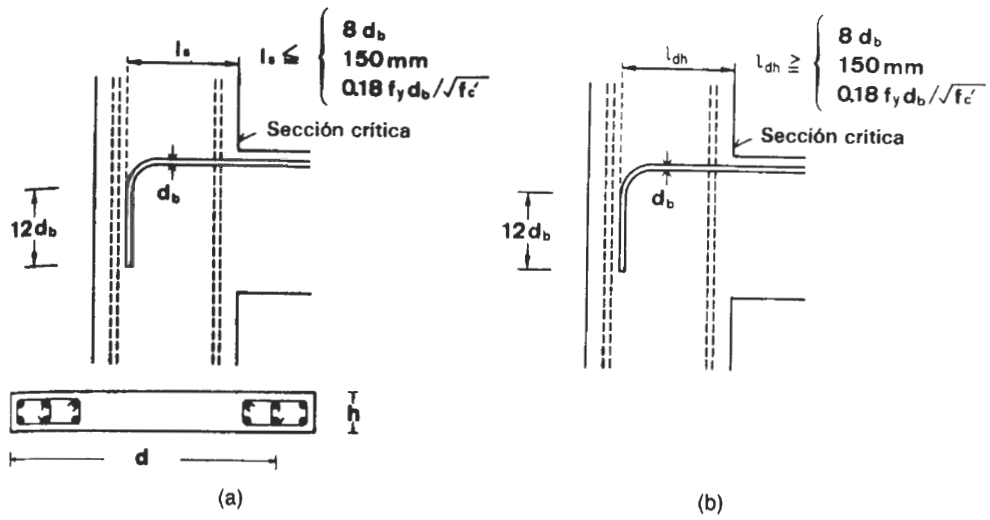


Figura 4-32 Anclaje del refuerzo.

4.6.2.6 Muros de cortante Al igual que en el diseño de otros elementos estructurales, una alta resistencia, una buena capacidad de disipación de energía y una mínima degradación de la rigidez, son esenciales si los muros de cortante van a ser sismorresistentes.

Muros de cortante en voladizo. Un muro de cortante debe resistir una combinación de momento de volteo, carga vertical y fuerza cortante. Aun cuando se incorporen los muros de cortante a un marco espacial resistente a momentos, en el cual se permita una reducción en la fuerza horizontal de diseño, el refuerzo para cortante en los muros para cortante se deberá diseñar con base en una fuerza horizontal de diseño sin reducir (ACI Committee 318, 1983).

Para impedir una reducción brusca en la flexión resistente después del agrietamiento del concreto, se deberán colocar varillas verticales de refuerzo cerca de cada extremo del muro de cortante, de manera que puedan resistir el momento de diseño (Fig. 4-33). Colocar tales varillas de refuerzo en las caras del muro en vez de distribuirlas a lo largo del ancho, aumenta tanto la capacidad a flexión como la ductilidad del muro (Park y Paulay, 1980). También son efectivos los patines colocados en las caras (Fig. 4-33).

Cuando se diseña un muro de cortante para fallar en el modo de falla de flexión, se debe distribuir refuerzo de confinamiento en la región desde la cara de compresión hasta la mitad de la profundidad del eje neutro, como se muestra en la figura 4-33 (Paulay, 1980). Cuando la

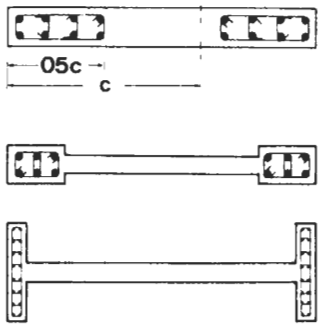


Figura 4-33 Muros de cortante en voladizo.

fuerza axial aplicada a un muro de cortante excede $0.4\phi P_b$, se deberán introducir columnas en los bordes y diseñarse para que soporten la suma de las fuerzas axiales provocadas por la carga vertical y el momento de volteo. Puede ocurrir el pandeo de placa si los muros de cortante o los muros con patines se sujetan a una alta fuerza de compresión. El espesor de dichos muros debe seleccionarse con cuidado (Park y Paulay, 1980).

Para un voladizo cuya relación altura a longitud es grande (a menudo llamado *muro esbelto*), el refuerzo horizontal se deberá colocar de tal manera que la falla de cortante no preceda a la de flexión. La cantidad de refuerzo se obtendrá mediante la ecuación descrita en la sección 3.3.5.2. Además, las varillas horizontales de refuerzo se deberán anclar en los miembros longitudinales de borde.

En un muro de cortante propenso a una falla de deslizamiento (Fig. 3-32*c*), es útil distribuir las varillas de refuerzo verticales en el ancho del muro de cortante. El refuerzo diagonal que se muestra en la figura 4-34 es también efectivo para disipar energía, cuando un muro experimenta una falla de deslizamiento. También se pondrá cuidado para que el momento de volteo transferido de un muro de cortante no dañe la cimentación que lo soporta.

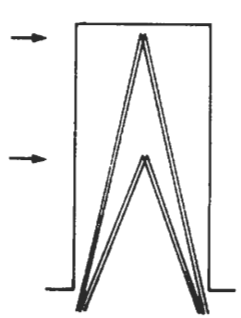


Figura 4-34 Aplicación del refuerzo diagonal a los muros de cortante.

El porcentaje de refuerzo horizontal para cortante, ρ_h, no deberá ser menor a 0.0025, y el porcentaje de refuerzo vertical para cortante ρ_v, no será menor que:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5(2.5 - h_w/\ell_w)(\rho_h - 0.0025) \qquad (4\text{-}30)$$

o 0.0025, el que sea mayor, pero no requiere ser mayor a ρ_h (ACI Committee 318, 1983). En la vecindad de una articulación plástica potencial, deberá disminuirse la separación de los cercos transversales y las varillas de refuerzo para cortante.

La cantidad de refuerzo vertical necesaria para resistir el deslizamiento en una junta de construcción se determinará de la siguiente manera. Si el 75% de la fuerza axial que actúa en el muro es efectivo para proveer una fuerza de fricción entre las caras deslizantes y con la teoría de la fricción de cortante para tomar en cuenta el efecto del refuerzo en la fricción, se obtiene la siguiente ecuación:

$$V_j = \phi(A_{vf} f_y + 0.75N) \qquad (4\text{-}31)$$

en que A_{vf} es la cantidad total de refuerzo vertical, incluyendo el refuerzo asignado para resistir la flexión. Para el concreto ligero, ϕ se toma como el 60% del valor especificado para concreto de peso normal. Las juntas de construcción horizontales se limpiarán y se les dará rugosidad en su totalidad.

Muros de cortante con aberturas. El refuerzo diagonal es útil para acoplar vigas (Fig. 3-36*a*) y columnas muro (Fig. 3-36*b*).

Si el esfuerzo de compresión en una cara abierta excede a $0.2f'_c$, deberá prolongarse un elemento de borde a un punto donde la fuerza de compresión se reduzca a $0.15f'_c$ (ACI Committe 318, 1983).

Muros de cortante de poca altura. Para un muro de cortante de poca altura que no contenga elementos de borde, o para dicho muro enmarcado tan sólo por elementos débiles, la cantidad de refuerzo horizontal y vertical se determinará con base en el cortante resistente calculado mediante la ecuación (3-26). Si un muro de cortante de poca altura está abrazado por un marco rígido y fuerte, se usará la ecuación (3-28).

4.6.2.7 Losas de piso Además de su función principal como elementos resistentes a las cargas verticales, las losas de piso actúan como elementos que distribuyen la fuerza sísmica a los elementos estructurales

verticales. Esto a menudo se le llama *acción de diafragma*. El mecanismo resistente a las fuerzas en las losas de piso bajo condiciones sísmicas es muy complejo debido a la interacción entre las fuerzas fuera del plano y las coplanares que actúan en ellas. Se sabe, sin embargo, que estos dos tipos de fuerzas se pueden tratar independientemente en la mayoría de los diseños de losas de piso (Aoyama y Yoshimura, 1980; Karadogan, Huang, y cols., 1980; Nakashima, Lu, y cols., 1980).

El cortante en el plano se produce en las losas de piso cuando la fuerza sísmica que actúa en un piso se transfiere a elementos sismorresistentes rígidos, como los muros de cortante, y no es importante en la mayoría de las estructuras de edificios. Sin embargo, en algunas ocasiones las características en el plano de las losas de piso se deberá incorporar al diseño sismorresistente. Cuando exista una abertura en la losa de piso, se podrá requerir algún refuerzo en las esquinas. Para un edificio con un sistema de muros alternados, las losas de piso soportan directamente la fuerza sísmica y su resistencia en el plano se deberá examinar con sumo cuidado. Si la disposición del edificio incluye un ala (Fig. 4-14), el esfuerzo en el plano en una losa de piso podrá ser muy alto en la proximidad de la esquina. En este caso se deberá verificar la resistencia en el plano.

4.6.3 Estructuras de concreto prefabricado

4.6.3.1 Introducción El concreto prefabricado (CP) es uno de los sistemas estructurales más populares en todo el mundo. En Europa, más del 25% de la construcción de edificios utiliza este sistema, en tanto que en la U.R.S.S., se dice que el sistema CP excede el 80% de la construcción de edificios. En Estados Unidos, el sistema CP se usa en más de las dos terceras partes de la producción habitacional, la mayoría de la cual ocurre en las regiones sísmicas (Tall Building Committee 21E, 1979; Hawkins, 1981). El sistema CP tiene una deficiente integridad de conjunto debido a sus conexiones y, de hecho, hacer las conexiones suficientemente fuertes y dúctiles es extremadamente difícil. De acuerdo con ello, han ocurrido muchos daños en las estructuras de CP en los pasados temblores. Para construir estructuras sismorresistentes de CP, el diseño debe seguir las reglas utilizadas para las estructuras de concreto reforzado. Además, las conexiones se deben diseñar cuidadosamente para que sean resistentes al igual que dúctiles, en tanto que las conexiones hechas en el sitio se deberán localizar en las regiones de esfuerzos bajos. Para el diseño de las conexiones en las estructuras de CP, ATC-3 (1978) estipula el uso de 0.5 para el coeficiente ϕ de reducción.

Éste es significativamente menor que el valor especificado para las estructuras de concreto reforzado. La referencia ATC-8 (1981) contiene un informe de actualización (SOA: *State-of-the-Art Report*) del concreto prefabricado.

El sistema CP se clasifica en dos tipos: sistema de marcos y sistema de tableros. El sistema de marcos todavía se divide en dos grupos: sistema lineal y sistema de subensambles de marcos. En el sistema lineal, los elementos prefabricados de columnas y vigas se ensamblan en el sitio de la construcción (Fig. 4-35*a*). En el sistema de subensamble de marcos, los componentes como T, cruciforme, H, π y marcos de tableros perforados se ensamblan en el sitio (Fig. 4-35*b*). Es muy difícil en un sistema lineal garantizar una resistencia y ductilidad suficiente en las conexiones de viga a columna, y tales sistemas no son adecuados como estructuras resistentes a momentos. El sistema lineal, por lo tanto, se combina a menudo con muros de cortante vaciados en sitio o con riostras de acero. En el sistema de subensamble de marcos, la selección de la localización de las juntas es más flexible, y normalmente las conexiones se localizan en las regiones de esfuerzos bajos, como los puntos de inflexión de las columnas.

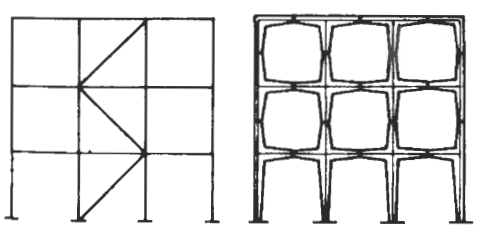


Figura 4-35 Sistema de marco. (*a*) Sistema lineal con riostras. (*b*) Sistema de marco en subconjuntos.

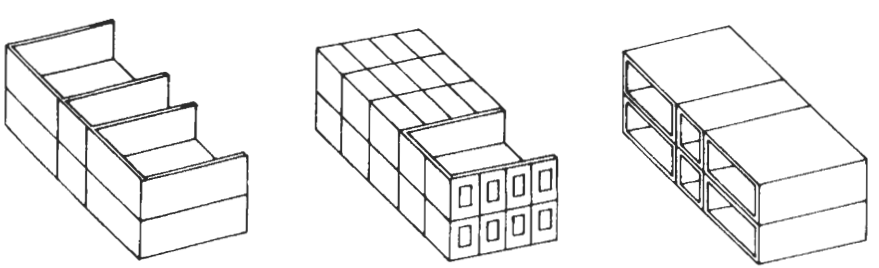


Figura 4-36 Sistema de tablero. (*a*) Sistema de grandes tableros. (*b*) Sistema de tableros pequeños. (*c*) Sistema de elementos de cuartos en cajón.

El sistema de tableros tiene muchas variaciones que incluyen el sistema de tableros pequeños, el sistema de grandes tableros y el sistema de cámaras en cajón (Fig. 4-36). En todos éstos, la resistencia y la ductilidad de las conexiones son las consideraciones críticas de diseño (Mueller, 1981).

Las columnas, vigas y tableros prefabricados se diseñan, a veces, de manera que sus extremos o bordes se prolonguen dentro de juntas vaciadas en sitio. De esta manera, se puede lograr una mejor integridad entre los elementos prefabricados.

4.6.3.2 Conexiones La figura 4-37 muestra ejemplos de juntas que se utilizan en el sistema lineal. Se necesitan buenos detalles en las conexiones para garantizar una suficiente resistencia y ductilidad de las juntas, donde el nivel de esfuerzos sea alto (Shinagawa, 1973). Las juntas en el sistema de subensambles son relativamente fáciles de diseñar, ya que normalmente se localizan en la vecindad de los puntos de inflexión de las vigas y columnas prefabricadas. La figura 4-38 muestra un ejemplo de dicha junta. En el extremo de cada columna de CP se suelda en taller una placa de acero, y las dos placas se sueldan en campo.

Las conexiones para las uniones de muro con muro pueden ser verticales u horizontales. Las uniones verticales no están esforzadas para las condiciones de carga verticales, aunque están sujetas a cortante

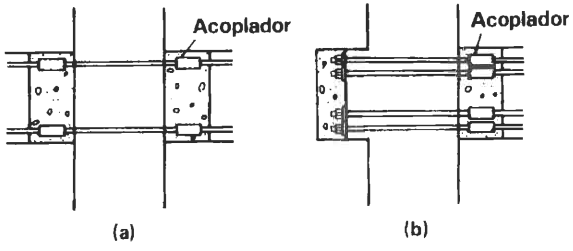


Figura 4-37 Conexión de viga a columna. (*a*) Concreto reforzado. (*b*) Concreto presforzado.

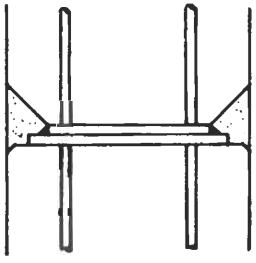


Figura 4-38 Junta columna a columna.

cuando se aplica al muro una fuerza horizontal. Por consiguiente, las conexiones se deben reforzar para resistir el cortante.

La figura 4-39 ilustra ejemplos de conexiones verticales. En el tipo *a*, las varillas de refuerzo se prolongan de las paredes y se traslapan en la unión, de manera que la transferencia de las fuerzas depende de la adherencia de las varillas. En el tipo *b*, las varillas se sueldan en la junta. En la conexión vertical en *c*, las muescas de cortante resisten el cortante, y la falla de cortante ocurre como resultado del aplastamiento del concreto, falla de deslizamiento, o falla de tensión diagonal.

La junta horizontal resiste una combinación de fuerza de compresión debida a una carga vertical, fuerza cortante debida a una fuerza horizontal y, en algunos casos, fuerza de tensión debida a flexión en el plano del muro.

La junta de piso con piso está sometida a una combinación de fuerza de compresión (o tensión) y cortante. La fuerza de compresión (o tensión) es el resultado de la flexión en la losa, en tanto que el cortante se provoca por la acción de diafragma de la losa. La figura 4-40 muestra ejemplos de las juntas de piso a piso. En el tipo *a*, las varillas de refuerzo que se prolongan de cada tablero de losa se sueldan en campo en la junta. En el tipo *b*, se unen un par de placas de acero, cada una soldada en taller a la varilla de anclaje, y soldándolas a una placa de empalme. En el detalle *b*, se pueden obtener tanto fuerza de compresión (o de tensión) como transferencias de cortante.

La figura 4-41 muestra una conexión típica estadounidense de tipo plataforma.

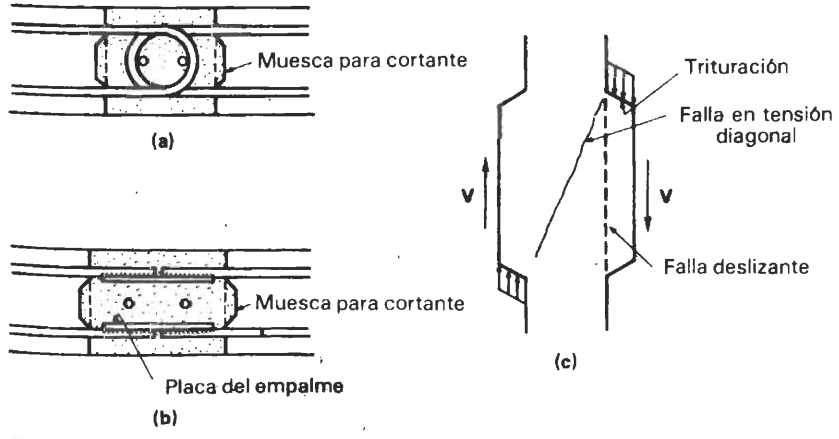


Figura 4-39 Junta de muro a muro. (*a*) Sección de la muesca para cortante con varillas empalmadas. (*b*) Sección de la muesca para cortante con varillas soldadas. (*c*) Vista lateral de la muesca para cortante.

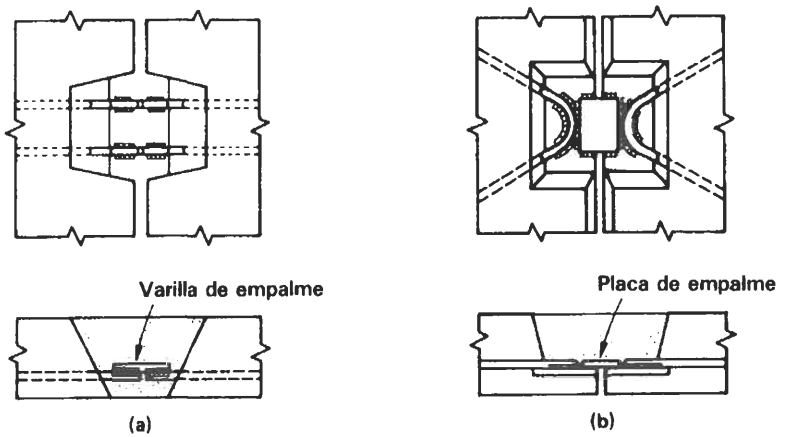


Figura 4-40 Junta de piso a piso. (*a*) Junta de empalme soldada. (*b*) Junta de placa soldada.

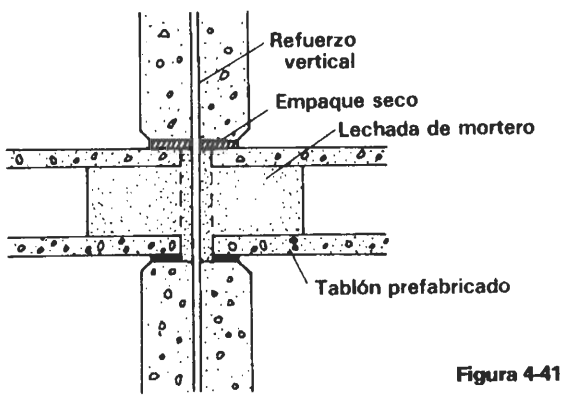


Figura 4-41 Conexión de la plataforma.

4.6.4 Estructuras de concreto presforzado

4.6.4.1 Diseño de estructuras sismorresistentes Como se expuso en la sección 3.2.7, la respuesta sísmica de las estructuras de concreto presforzado es significativamente mayor a las de concreto reforzado. Esto se refleja en el reglamento de Nueva Zelandia, que estipula fuerzas sísmicas de diseño 20% mayores a las especificadas normalmente para las estructuras de concreto reforzado (Park y Paulay, 1980).

Como en el caso de las estructuras de concreto reforzado, las de concreto presforzado se deben diseñar cuidadosamente, de manera que la estructura posea suficiente resistencia y ductilidad. En la estructura, las vigas deberán fluir antes que las columnas y las conexiones no deberán fallar antes de las vigas y columnas conectadas. No resulta

adecuado tener sin adherir a los cables de presfuerzo en los elementos principales que resisten fuerzas. Para garantizar la ductilidad, se deberán usar juntos acero de presfuerzo y varillas de refuerzo ordinarias. Se sabe que una estructura mixta en que los elementos de concreto reforzado se combinan con los de concreto presforzado es más sismorresistente que la estructura de concreto presforzado.

4.6.4.2 Vigas Para garantizar una ductilidad suficiente, el porcentaje de acero $w_p = \rho_p f_{ps}/f'_c$ (Sec. 3.3.8.3) no será mayor a 0.2, y la carga de agrietamiento de flexión no deberá ser mayor de la resistencia última de flexión. Se suministrará refuerzo para cortante, de manera que la falla de flexión preceda a la de cortante.

La región de una articulación plástica potencial se toma igual a $2h$, donde h es el peralte de la viga, debiéndose incluir estribos en esta región para garantizar el confinamiento del concreto, impedir el pandeo de las varillas de refuerzo y actuar como refuerzo para cortante. La separación de los estribos no será mayor a los 150 mm, $d/4$, o seis diámetros de la varilla longitudinal, la que sea menor (Park, 1980).

4.6.4.3 Columnas La resistencia última de flexión no deberá ser menor al momento de agrietamiento por flexión, y se suministrará refuerzo para cortante para garantizar que la falla de flexión preceda a la de cortante. Se deberán suministrar varillas de refuerzo transversal en cualquier región de articulaciones plásticas potenciales, con una separación no mayor a un quinto del ancho de la columna, seis diámetros de la varilla longitudinal, o 200 mm, la que sea menor (Park, 1980).

4.6.4.4 Conexiones Puesto que el núcleo de una junta está sujeto a una alta tensión diagonal bajo la carga sísmica, el acero de presfuerzo no se deberá anclar en el núcleo de la junta. Para una viga presforzada que se empotra a una columna exterior, el acero de presfuerzo podrá muy bien anclarse a un tacón de concreto ligado a la superficie exterior de la columna (Fig. 4-37). El diseño para cortante del núcleo de la junta deberá seguir las especificaciones de diseño para juntas de concreto reforzado. El acero de presfuerzo que se coloca a medio peralte de una viga es efectivo para resistir la tensión diagonal del núcleo de la junta.

4.6.5 Estructuras de acero

4.6.5.1 Introducción El planteamiento estructural de las estructuras de acero deberá estar en concordancia con las condiciones básicas

comentadas en la sección 4.5. Los miembros y las conexiones se diseñarán de manera que garanticen una alta resistencia, ductilidad y capacidad de disipación de energía (o una degradación mínima equivalente). Deberán, por lo tanto, establecerse límites en la relación ancho a espesor, relación de esbeltez, carga axial y separación de riostras laterales con objeto de impedir una inestabilidad prematura. La selección de los materiales y el diseño detallado de las conexiones se deberá llevar a cabo con cuidado para evitar la falla frágil. Como se ha hecho notar, las vigas deberán fluir antes que las columnas, y la resistencia de una conexión será mayor que la resistencia de las vigas y las columnas que se unen a la conexión. El acero deberá ser: (1) homogéneo, con valores moderados para los esfuerzos de fluencia superior e inferior; (2) dúctil y factible de soldar; y (3) sin laminaciones. ATC-3 sugiere el uso de A36-75, A441-75, A500-76, A501-76, A572-76 y A588-75, como los especifica ASTM.

ATC-3 fija ϕ en 0.9 para el diseño de conexiones que vayan a resistir las fuerzas transmitidas por los miembros que se les unen. La resistencia nominal que se transfiere a una conexión se determina multiplicando las fuerzas permisibles (que se calculan con base en la Parte 1 de las especificaciones AISC) por 1.7. Para marcos espaciales que resistan momentos, la resistencia nominal será la resistencia última calculada de acuerdo con la Parte 2 de las especificaciones AISC. La tabla 4-2 muestra varios ejemplos de la relación máxima permisible ancho a espesor. En el reglamento japonés, el factor D_s en la tabla 4-1 varía con el valor de la relación ancho a espesor. Las estructuras no arriostradas son dúctiles y poseen una gran capacidad de disipación de energía, pero tienden a deformarse mucho. Para evitar un daño serio a los elementos no estructurales ante sismos de tamaño pequeño a mediano o vientos fuertes, deberá verificarse el desplazamiento lateral relativo (Sec. 4.2.7). Las causas principales de esta gran deformación son:

1. Deformaciones por flexión y cortante en las vigas y columnas.
2. Deformación por cortante en las conexiones.

TABLA 4-2 Limitación del factor ancho a espesor de los elementos a base de placas

	F_y	A-36	A-441
Patines de perfiles laminados de ala ancha ($b_f/2t_f$)		8.5	7.0
Patines de secciones en cajón (b/t)		31.7	26.9
Almas (d/t)	$P/P_y \leq 0.27$	$68.7-96.1P/P_y$	$58.3-81.6P/P_y$
	$P/P_y > 0.27$	42.8	36.3

3. Flexión estructural de conjunto producida por elongación y contracción de las columnas.
4. Rotación estructural de conjunto producida por levantamiento en vilo y asentamiento de la cimentación.

Para hacer efectivo el diseño, es útil identificar las causas dominantes de la deformación total.

Los marcos arriostrados pueden resistir mayores cantidades de fuerzas horizontales y tienen una deflexión lateral reducida; por consiguiente, un efecto P-Δ reducido. Sin embargo (véase Sec. 4.5.3.2), si el arriostramiento se dispone concéntricamente en la estructura, con frecuencia resulta muy difícil evitar el levantamiento en vilo de la cimentación. En este caso, el arriostramiento se deberá distribuir uniformemente en toda la estructura. El comportamiento histerético de las riostras normalmente es de tipo degradante y, por consiguiente, implica poca disipación de energía debido al pandeo alternante y la elongación plástica bajo inversiones de carga. Para tomar en cuenta este efecto de la degradación en el diseño, algunos reglamentos requieren un incremento en la fuerza sísmica de diseño en los marcos arriostrados, mediante un factor constante superior al especificado para marcos no arriostrados. Por ejemplo, el UBC estipula que la fuerza sísmica especificada para un sistema de marco dúctil se incremente 20% para un sistema doble de arriostramiento, en el cual al menos el 25% de la fuerza sísmica total sea soportada por marcos especiales resistentes a momentos. En el reglamento japonés, la fuerza sísmica se incrementa de acuerdo con la fuerza relativa al marco, que resiste el arriostramiento, con un límite superior del 50%.

4.6.5.2 Vigas En una región de articulaciones plásticas potenciales, la relación ancho a espesor de la viga se debe mantener pequeña, y las riostras laterales se espaciarán con un paso pequeño para garantizar una capacidad de rotación suficiente de la viga. Según se analizó en la sección 3.4.3.2, es más factible que ocurra el pandeo local o lateral a una carga menor ante inversiones de carga, que ante cargas monotónicas. Sin embargo, se recomienda que se usen las disposiciones que se dan en la Parte 2 de las especificaciones AISC (AISC, 1978) aun cuando se basan principalmente en estudios de vigas cargadas monotónicamente. Las razones son:

1. El efecto restrictivo de las losas de piso en la resistencia de la viga es importante.

2. La capacidad de rotación que se requiere para las vigas ante carga sísmica aún es poco claro.

La especificación AIJ también adopta este concepto, de manera que la relación ancho a espesor de las vigas se limita de acuerdo con la tabla 4-2, y la separación de las riostras laterales se limita de acuerdo con la ecuación (3-38). Fuera de las regiones de articulaciones plásticas, las vigas necesitan resistir solamente las fuerzas externas (no se requiere ductilidad); por lo tanto, se permite una mayor separación. Debe hacerse notar, sin embargo, que en la mayoría de los casos la localización de las articulaciones plásticas es impredecible.

4.6.5.3 Columnas La reducción de la resistencia ante inversiones de carga es muy importante si la columna está sujeta a una gran fuerza axial. Por consiguiente, ésta se debe mantener menor a un 60% de la fuerza axial de fluencia. Al igual que en el diseño de las vigas, en una región potencial de articulaciones plásticas deberá limitarse la relación ancho a espesor y la separación de las riostras laterales, respectivamente, de acuerdo con la tabla 4-2 y la ecuación (3-38). En otras regiones, la relación ancho a espesor sólo necesita no ser mayor de la relación especificada para diseño elástico, en tanto que las riostras laterales se espaciarán de manera que suministren la resistencia requerida.

Cuando una columna es esbelta y está sujeta a una gran fuerza axial, su ductilidad es pequeña (Fig. 3-83). De conformidad con la guía AIJ para diseño plástico (AIJ, 1975*a*), la relación de esbeltez de una columna cargada axialmente (hecha de acero equivalente a A36) deberá satisfacer la condición siguiente:

$$K\ell/r \leqq 150 \quad \text{para} \quad N/N_y < 0.15 \tag{4-32}$$

$$\frac{N}{N_y} + \frac{K\ell/r}{120} \leqq 1.0 \quad \text{para} \quad N/N_y \geqq 0.15 \tag{4-33}$$

en que N = la fuerza axial de compresión, N_y = la fuerza axial de fluencia, $K\ell$ = la longitud efectiva de pandeo y r = el radio de giro de la columna.

La guía AIJ para estructuras elevadas (AIJ, 1973) recomienda que la relación de esbeltez se limite a un valor aún más pequeño al especificado por las ecuaciones (4-32) y (4-33). En esta guía se supone que una capacidad de rotación de 3 es suficiente para garantizar la ductilidad en las estructuras de gran altura.

4.6.5.4 Arriostramiento Con frecuencia se usan riostras de barras en las estructuras pequeñas. Deberán diseñarse de forma que sus extremos no se fracturen antes que la barra fluya. Por otra parte, las barras que se usan en la mayoría de las estructuras de edificios (excepto en los pequeños) tienen una sección transversal a base de perfiles o tubos. ATC-3 estipula que la resistencia a la compresión de una riostra no deberá ser menor a la mitad de su fuerza de fluencia a la tensión. Aun si se sigue esta disposición, la deflexión en la dirección perpendicular al eje longitudinal de la riostra puede ser significativamente grande una vez que ésta fluya, y entonces puede resultar inevitable el daño a algunos elementos no estructurales. Se recomienda (AIJ, 1973) que los valores de $K\ell/r$ para las riostras no excedan de 30 en las estructuras de edificios de gran altura.

Una regla de diseño para las riostras es que las conexiones no se fracturen antes de que fluya la riostra. Para lograr este objetivo, la fuerza axial de fluencia (esto es, el área de la sección transversal de la riostra multiplicada por el esfuerzo de fluencia) deberá ser menor que la resistencia de las conexiones. Debido al pandeo alternado y la elongación plástica, el comportamiento histerético de las riostras es, con frecuencia, del tipo degradante. En Estados Unidos y Japón se han usado sistemas excéntricos de arriostramiento, como se muestra en la figura 3-73, para la construcción de edificios de gran altura (Merovich, Nicoletti y Hartle, 1982).

Algunas veces ocurre el pandeo local después de que la riostra se pandea; también puede proseguir el pandeo de una riostra compuesta si ésta se agrieta. El arriostramiento en los edificios importantes deberá, por lo tanto, consistir en vigas de ala ancha o de tubos en vez de secciones compuestas. En adición, debe tenerse cuidado para que no se generen concentraciones de esfuerzos en las conexiones. Si una riostra se coloca excéntricamente a las columnas y vigas de su alrededor, se induce un momento de torsión en esos elementos. Para evitar este momento, la excentricidad debe limitarse a un mínimo.

4.6.5.5 Conexiones Una regla general para el diseño de las conexiones es que la resistencia de la conexión no deba ser menor a la de los extremos del miembro que se une a ella. Sin embargo, si mediante el experimento o el análisis se comprueba que la capacidad de rotación de la conexión es grande, la fuerza de diseño de ésta puede reducirse a un valor igual a la fuerza en el extremo del miembro en el cual éste recibe el doble de la deflexión calculada con base en la fuerza exterior de diseño (ATC-3, 1978). Por lo que se refiere a la resistencia en la zona del tablero, no sólo éste debe ser capaz de resistir fuerzas mucho mayores

que la resistencia de fluencia, sino que también debe tener una gran capacidad de deformación. Es permisible usar como resistencia nominal del tablero una fuerza mayor que la resistencia de fluencia (véase Sec. 3.4.6.1).

Para garantizar una resistencia y ductilidad suficientes en la junta, se deberá emplear soldadura, de manera que la máxima resistencia del miembro se pueda transferir con seguridad al tablero. En adición, los detalles se deberán diseñar con el fin de evitar las concentraciones de esfuerzos o el desgarramiento laminar.

El reglamento japonés especifica, para las estructuras de acero dulce, que la relación entre la resistencia máxima de las conexiones y la resistencia de fluencia de los miembros sea al menos 1.2 o 1.3 en las juntas viga a columna y en los empalmes de vigas o columnas en flexión y, también, para las uniones de riostras en tensión.

Las ecuaciones (3-44) y (3-45) se deberán utilizar para verificar el desgarre en el alma de una columna debido a una fuerza de compresión transferida del patín de la viga y, de ser necesario, se proporcionarán atiesadores. Deberá hacerse una verificación de seguridad del alma para la fuerza de tensión transferida del patín de la viga, de acuerdo con la ecuación (3-46). Si la fuerza axial en la columna excede a la mitad de su fuerza axial de fluencia, se deberá determinar el esfuerzo cortante aplicado al tablero con base en las fuerzas axial y cortante combinadas. Si para reforzar al tablero se usa una placa doble, ésta se deberá soldar directamente al alma de la columna.

4.6.6 Estructuras compuestas

4.6.6.1 Introducción Las características de las estructuras forradas de concreto en comparación con las de concreto reforzado y las de acero se pueden describir como sigue: las estructuras forradas de concreto son más dúctiles que las de concreto reforzado; con todo, son más rígidas y menos susceptibles a pandearse que las estructuras de acero. Por otra parte, son más caras que las estructuras de concreto reforzado y más difíciles de construir que las de acero.

Los tubos rellenos de concreto tienen varias ventajas sobre las columnas de concreto reforzado. Son más dúctiles y poseen una mayor resistencia debida al efecto de restricción del tubo de acero en el concreto confinado; más aún, no necesitan moldes para su construcción. También son superiores a las columnas de acero, ya que son más efectivas contra el pandeo y requieren menos protección al fuego. Sin embargo, los detalles de las conexiones son mucho más complicados que los que

se usan tanto en las estructuras de concreto reforzado como en las de acero.

La resistencia a flexión de una viga compuesta en flexión positiva es muy alta a causa de la contribución de la losa de concreto en compresión. Ahora bien, en flexión negativa, la losa tiene poco que contribuir y su resistencia a flexión no es mucho mayor que la de una viga de acero. Para garantizar la acción de diafragma de las losas de piso, éstas deben conectarse rígidamente a la viga de acero. Con este propósito, con frecuencia se usan conectores de cortante. Al igual que en el diseño del concreto reforzado, el de las estructuras compuestas deberá seguir estas reglas básicas:

1. La fluencia de las vigas precede a la de las columnas.
2. La falla de flexión precede a la de cortante.
3. La resistencia de la conexión es mayor que la de los miembros que se unen a la conexión.

No existe disposición respecto al factor ϕ de reducción de resistencia para las secciones transversales compuestas. En pocas palabras, se recomienda el uso del valor medio de los factores de reducción especificados para las secciones de concreto reforzado y de acero. La resistencia de diseño de la sección es, entonces, la resistencia nominal de una sección compuesta, calculada mediante el método de las resistencias superpuestas, multiplicadas por el factor de reducción medio. Los factores de reducción recomendados que se deberán utilizar para las secciones compuestas son $\phi = 0.9$ para miembros en flexión y en tensión, $\phi = 0.83$ para miembros en compresión con aros en espiral, $\phi = 0.80$ para otros tipos de miembros y $\phi = 0.88$ para las conexiones. El factor de reducción para los tubos rellenos de concreto se podrá tomar igual al de los miembros de acero, esto es: $\phi = 0.9$. Por separado se deberá hacer una verificación del diseño de los miembros forrados, contra el cortante, en las porciones de acero y de concreto reforzado, utilizando sus factores de reducción respectivos.

Como se comentó en la sección 3.5.1, en un sistema combinado de construcción, con frecuencia las uniones entre dos miembros de tipo diferente son la parte más débil de la estructura. Tales uniones requieren de un diseño muy cuidadoso.

4.6.6.2 Vigas y columnas El porcentaje del área del principal componente de acero con respecto al de las varillas de acero se puede elegir arbitrariamente al diseñar un miembro forrado. Se recomienda que el área principal sea la mayor posible, de forma que se pueda lograr una

buena ductilidad en cortante. Hay otra razón para recomendar esta práctica: al aumentar el refuerzo longitudinal, se requiere aumentar la cantidad de refuerzo para cortante, para garantizar la falla de flexión en la porción de concreto reforzado del miembro.

La resistencia nominal a flexión de las vigas y columnas forradas se puede calcular por medio del método de las resistencias superpuestas que se analizó en la sección 3.5.2.1 (AIJ, 1975*b*).

Se deberá hacer una verificación por separado del cortante en un miembro forrado, para las porciones de acero y de concreto reforzado, en vez del miembro compuesto. La razón principal para este procedimiento es que, en el miembro compuesto, normalmente la sección de acero tiene un patín pequeño y un alma gruesa, en tanto que el concreto reforzado tiene una considerable cantidad de refuerzo longitudinal con poco refuerzo de cercos. En tales casos, el comportamiento histerético es muy deficiente. La resistencia para cortante requerida de la porción de concreto reforzado se deberá calcular mediante la ecuación (4-22), con M_{u1} y M_{u2} como los momentos últimos en los extremos de la porción. Al aplicar esta ecuación, el cortante total provocado por la carga gravitacional V_g se supone resistido por las porciones de acero y de concreto reforzado en proporción a su respectivo porcentaje de acero. También se deberá usar la ecuación (4-22) para verificar contra el cortante a la porción de acero. Ya que la porción de acero es todavía dúctil aun después de soportar la fluencia de cortante, M_{u1} y M_{u2} se pueden tomar como los momentos en el extremo del acero, en vez de los momentos plásticos totales, cuando se aplica la fuerza exterior de diseño.

El diseño a flexión de las columnas de tubo rellenos de concreto puede sencillamente obedecer al de las columnas forradas. Lo mismo que para el diseño de cortante, no se necesita una verificación de la porción de concreto, puesto que el concreto confinado no exhibe una falla de cortante (como se comentó en la Sec. 3.5.3). La verificación de la porción del tubo de acero sigue el procedimiento especificado para las columnas forradas.

La resistencia nominal al cortante de una sección de alas anchas en un miembro forrado se deberá calcular como $(F_y/\sqrt{3})td_w$ (véase Sec. 3.4.3.1). Para una sección de tubo con un área de la sección transversal A_t, la resistencia se deberá calcular como $(F_y/\sqrt{3})A_t/2$.

Para garantizar la suficiente ductilidad en una columna forrada, la carga axial aplicada a la columna no deberá exceder la fuerza dada por la ecuación (3-53).

Los detalles de diseño para las partes de concreto reforzado de las vigas y columnas forradas deberán seguir los especificados para las vigas y columnas de concreto reforzado.

4.6.6.3 Conexiones Al igual que en otros tipos de estructuras, las conexiones en las estructuras compuestas se deberán diseñar de manera que no fallen antes de la fluencia de los extremos de los miembros que se unen a esas conexiones.

La resistencia al cortante V_p requerida del tablero en una junta forrada de viga a columna se puede obtener con el empleo de la ecuación (3-30). En esta ecuación, para M_{b1} y M_{b2} se usa la resistencia última a flexión superpuesta; para V_{c1} y V_{c2}, la fuerza cortante que equilibra a esos momentos. La resistencia del tablero se evalúa mediante la ecuación (3-56), y con base en esta resistencia se determina el espesor necesario del alma del tablero de acero y la cantidad de refuerzo para cortante. Ya que es difícil distribuir el refuerzo para cortante en un tablero de cortante, no se debe reforzar éste más de lo necesario para lograr el confinamiento.

Los atiesadores se sueldan al acero en el tablero, si se calcula que es necesario (véase Sec. 4.6.5.5). Su forma se deberá determinar cuidadosamente, de manera que no interfieran con la colocación del concreto. Las varillas longitudinales de una viga no se deberán cortar en el centro del tablero, sino que deberán prolongarse hasta el otro lado del tablero. Si un alma de acero se extiende perpendicularmente a las varillas, se deberá perforar para permitir que las varillas se prolonguen hasta el otro lado.

Como ya se ha comentado en esta sección, el diseño de la junta para las estructuras forradas es muy difícil. Se deberá tener un gran cuidado en el proceso de diseño, aun cuando pueda lograrse una forma práctica de refuerzo en las juntas.

4.6.7 Estructuras de mampostería

4.6.7.1 Introducción Las estructuras de mampostería se caracterizan por una alta rigidez y gran peso. Como resultado, la disipación de energía hacia el interior del terreno es grande; a pesar de todo, la respuesta sísmica es alta debida al periodo corto. La respuesta de aceleración máxima fácilmente puede ascender a tanto como tres veces la aceleración del terreno. Por ejemplo, en un temblor tan intenso como el de El Centro (componente Norte-Sur, 1940), la respuesta de la aceleración pudo alcanzar aproximadamente 1 g. Esta aceleración es significativamente mayor a los coeficientes sísmicos especificados en varios reglamentos de diseño (Priestley, 1980). Al igual que en otros tipos de estructuras, se puede lograr un diseño económico en las estructuras de mampostería si se supone que la disipación de energía ocurrirá como resultado de un comportamiento dúctil. Es difícil lograr ductilidad en

las estructuras de mampostería, en comparación con las de concreto reforzado. Sin embargo, es posible si el acero se combina en forma efectiva con la mampostería y los detalles se diseñan con cuidado (Tall Building Committee 27, 1979). Además de las reglas de diseño descritas en la sección 4.6.2, las reglas importantes para el diseño sísmico de las estructuras de mampostería son como sigue (AIJ, 1970, 1979):

1. Una estructura debe ser un ensamble de unidades tipo caja. No se recomiendan las paredes largas o altas.
2. Las aberturas deberán minimizarse, y la longitud total de las paredes se deberá prolongar, en lo posible, en ambas direcciones horizontales. El reglamento AIJ introduce el término *relación de muro*, que se define como la longitud total de muro dividida por el área del piso y se calcula separadamente para cada dirección horizontal. En cada dirección, la relación de muro no deberá ser menor a 150 mm/m^2 en promedio y 210 mm/m^2 para los tres entrepisos superiores. La relación de aspecto de los muros y las pilastras deberá ser la menor posible.
3. Se deberán colocar vigas de concreto reforzado sobre todas las paredes de mampostería o en cada nivel de piso o azotea. Estas vigas son efectivas para impedir la falla fuera del plano de las paredes.
4. Las aberturas en los muros y muros de cortante no se localizarán excéntricamente en la planta estructural. Puesto que la excentricidad en el plano del centro de rigidez relativa al centro de gravedad provoca un momento torsionante en la estructura, deberá minimizarse.
5. Los muros en el entrepiso superior se deberán colocar directamente sobre los del entrepiso inferior.
6. Se deberá suministrar refuerzo para cortante en los muros a fin de garantizar su comportamiento dúctil.
7. Las conexiones de piso a muro o de muro a muro se deberán asegurar con varillas de refuerzo, y estas conexiones se deberán lecharear con mortero o concreto para mantener su integridad.
8. Las estructuras altas y esbeltas, como las chimeneas, se deberán diseñar para fuerzas sísmicas de diseño incrementadas.
9. Para las cimentaciones se deberán usar zapatas rígidas, fuertes y continuas.

4.6.7.2 Diseño de los miembros El diseño de los miembros de las estructuras de mampostería generalmente sigue el diseño de esfuerzos permisible de los de concreto reforzado. Al igual que el diseño de las estructuras de acero o de madera, ATC-3 especifica que la resistencia última de un miembro de mampostería se deberá calcular con su esfuerzo permisible multiplicado por cierto factor. Esta resistencia se usa para verificar los requisitos básicos descritos en la sección 4.6.1.

La resistencia última de un miembro de mampostería está dada como esfuerzo permisible multiplicado por 2.5, en tanto que los valores de ϕ que se utilicen en la ecuación (4-18) son como sigue:

Compresión o la combinación de flexión y compresión, y esfuerzo de aplastamiento	$\phi = 1.0$
Refuerzo, excepto para cortante	$\phi = 0.8$
Refuerzo para cortante	$\phi = 0.6$
Cortante soportado por la mampostería	$\phi = 0.4$

Para un miembro de mampostería en compresión, la resistencia última es 2.5 veces mayor a su esfuerzo permisible y el valor de ϕ que se adopta para este miembro es 1. Para el refuerzo a flexión en un miembro de mampostería, la resistencia última es 2 veces mayor al esfuerzo permisible. En vez de utilizar un multiplicador diferente, esto es: 2.0, el esfuerzo permisible se multiplica aún por 2.5, el mismo valor que para un miembro en compresión y, para compensar la discrepancia, ϕ se fija en $2.0/2.5 = 0.8$. Otros valores de ϕ se eligen usando el mismo concepto.

El diseño de las estructuras de mampostería, como se estipula en el Informe del Comité ACI (ACI Committee 531, 1970) y en ATC-3 (1978), se resume más abajo. El momento flexionante permisible de un miembro de mampostería se calcula con base en la suposición de que una sección plana se mantiene plana después de que ocurra la deformación y el esfuerzo permisible de tensión en la mampostería es cero.

El esfuerzo axial permisible en una columna de mampostería está dado por

$$P_a = A_g(0.20^* f'_m + 0.65 p_g f_s)\left[1 - \left(\frac{h}{40t}\right)^3\right] \tag{4-34}$$

El esfuerzo axial permisible de un muro de mampostería está dado por

$$F_a = 0.225^* f'_m\left[1 - \left(\frac{h}{40t}\right)^3\right] \tag{4-35}$$

Nótese que ATC-3 especifica 0.18 en lugar de 0.20* en la ecuación (4-34) y 0.20 en lugar de 0.225* en la ecuación (4-35). Ambas incluyen el efecto de la reducción de la resistencia provocada por el pandeo. Los símbolos que se emplean en las ecuaciones (4-34) y (4-35), son como sigue:

donde

A_g = área bruta de la columna
f'_m = resistencia a la compresión de la mampostería
p_g = porcentaje del área efectiva de la sección transversal de refuerzo vertical respecto a A_g
f_s = esfuerzo permisible en el refuerzo
h = altura no soportada de la columna o el muro
t = peralte total del muro

La fuerza de compresión en una estructura de mampostería sujeta a la combinación de flexión y fuerza axial debe satisfacer la condición siguiente:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_m}{F_b} \leqq 1 \tag{4-36}$$

donde f_a = esfuerzo axial calculado
f_m = esfuerzo calculado de compresión por flexión
F_b = esfuerzo de flexión permisible

Además, si un muro de mampostería se sujeta a una fuerza sísmica en el plano, la fuerza total de compresión no deberá exceder F_a dada por la ecuación (4-35) (ATC-3, 1978).

La relación entre la fuerza cortante V y el esfuerzo cortante v que actúa en un miembro flexionado, es

$$V = vbjd \tag{4-37}$$

en que b = ancho del patín en compresión del miembro en flexión
j = relación de la distancia entre el centroide de compresión y el centroide de las varillas de refuerzo en tensión, al peralte d (j se puede tomar igual a 0.8 o determinarse mediante un análisis de compatibilidad de deformaciones)
d = peralte efectivo de la sección

Cuando se supone que la fuerza cortante exterior la resiste solamente el refuerzo para cortante con un área de sección transversal A_v, el cortante V permisible que soporta el refuerzo, es

$$V = A_v f_v jd/s \tag{4-38}$$

en que A_v = área total del refuerzo en el alma dentro de una distancia s

s = separación de los estribos
f_v = resistencia a tensión del refuerzo en el alma

De acuerdo con el reglamento ACI, el esfuerzo unitario u de adherencia en las varillas de refuerzo, es

$$u = \frac{V}{\Sigma_0 jd} \tag{4-39}$$

en que Σ_0 = la suma de los perímetros de todas las varillas. Asimismo, la longitud de desarrollo necesaria de las varillas (ATC-3), es

$$\ell_g = 0.038 d_b^2 f_y / \sqrt{f_g} \tag{4-40}$$

donde d_b = diámetro de la menor varilla traslapada
f_y = resistencia especificada
f_g = resistencia del mortero o lechada

4.6.7.3 Refuerzo mínimo y detalles La cantidad mínima de refuerzo y los detalles que deberán obedecerse en el diseño de los muros de mampostería, columnas y vigas, se han especificado en muchos reglamentos de diseño. Las disposiciones importantes para el diseño sísmico de los miembros de mampostería que aparecen en ATC-3, se mencionan aquí.

Para un muro de cortante de mampostería, el porcentaje de refuerzo no deberá ser menor a 0.0015, tanto en la dirección vertical como en la horizontal. Si el refuerzo tiene la suficiente capacidad para resistir la fuerza cortante exterior, el porcentaje puede reducirse de conformidad, pero no deberá ser menor de 0.0007 en cada dirección. Además, la suma de los porcentajes en las direcciones horizontal y vertical no deberá ser menor de 0.002. La separación del refuerzo vertical y horizontal no deberá ser mayor de un tercio de la longitud y la altura, respectivamente, ni 810 mm.

El anclaje de los cercos necesita un doblez de 135° más al menos seis diámetros del cerco o una extensión de 100 mm, lo que sea mayor.

El diámetro del refuerzo longitudinal en un muro de mampostería no deberá ser menor a 12 mm y, en general, no deberá exceder de 30 mm. Todavía más, el porcentaje de refuerzo de una columna deberá quedar entre 0.005 y 0.04.

Una columna sujeta a una compresión axial o grandes tensiones ante carga sísmica, como una columna de borde ligada a un muro de mam-

postería, se deberá reforzar con estribos o grapas en toda su longitud. Para una columna que no resista una gran fuerza axial, se requieren estribos o cercos en la región de los extremos. La separación de estos cercos no debe ser mayor de 16 diámetros de la varilla o 200 mm, lo que sea menor. Los cercos se necesitan aun en regiones menos críticas, y la separación no deberá ser mayor de 16 diámetros de la varilla, 48 diámetros del cerco, el menor diámetro de la columna o 400 mm, la que sea menor.

La longitud de traslape de una varilla corrugada no deberá ser menor de la longitud calculada mediante la ecuación (4-40), con 0.061 en lugar de 0.038 en esta ecuación.

4.6.7.4 Muros no estructurales Como se tratará en la sección 4.7, con frecuencia la instalación de muros no estructurales modifica el comportamiento dinámico de la estructura o provoca concentraciones de esfuerzos en alguna de sus partes. El diseño de la estructura deberá, por consiguiente, incluir los posibles efectos de tales muros. Alternativamente, puede aislarse la estructura.

Se puede utilizar el detalle de diseño que más adelante se muestra en la figura 4-43, para ligar un muro no estructural a un marco que le suministre soporte lateral. Si dicho detalle resulta difícil de fabricar, el muro deberá colocarse como un voladizo sujeto al piso. En este caso, la unión deberá reforzarse para que pueda soportar el momento flexionante máximo posible. También deberá usarse el detalle de diseño, para paredes de separación.

Los enchapados de madera encolados a la superficie de una pared en una estructura de madera, se desprenden con frecuencia, debido a que fracasan en seguir la deflexión del muro. Si se adhiere el enchapado a una pared, la rigidez de ésta deberá ser conmensurable con la rigidez en el plano del enchapado (Glogau, 1974).

4.6.8 Estructuras de madera

En el diseño de estructuras de madera, la relación entre el esfuerzo permisible y la resistencia última difiere significativamente de la de las estructuras de acero y las de concreto reforzado, ya que el diseño de la madera toma en cuenta el efecto de la fluencia. En ATC-3, la resistencia última se toma igual a dos veces el esfuerzo permisible. Así, para las ϕ, ATC-3 especifica $\phi = 1.0$ para flexión, compresión de aplastamiento, y tensión; y $\phi = 0.75$ para cortante en los diafragmas y los muros de cortante. En esta disposición, se dan recomendaciones para los detalles de diseño y para los valores de los esfuerzos permisibles para diversos tipos de diafragmas. También, se establece un límite para el tipo de diafragmas que se pueden usar como muros de cortante, de conformidad con la zona sísmica y la importancia de la estructura. Con base en el daño observado en sismos previos, las reglas importantes para el diseño dúctil de las estructuras de madera son (Iizuka, 1980; Evans, 1973):

1. La planta no debe ser grande.
2. Las paredes se deben colocar lo más simétricamente posible con objeto de minimizar el momento torsionante aplicado a la estructura.
3. Los muros de cortante y las columnas han de estar soportados por zapatas de concreto reforzado, y las varillas de refuerzo en las paredes y las columnas se anclan en forma segura a las zapatas. Utilícense placas de acero para conectar las paredes o las columnas en el primero y segundo pisos.
4. Empléense dispositivos de acero para las conexiones como placas metálicas de esquina y conexiones dentadas de acero.
5. No son deseables las aberturas grandes en las paredes.
6. Los diafragmas horizontales deben disponerse de manera que impidan la deflexión horizontal relativa entre las paredes verticales y las columnas.
7. Enmárquese una riostra diagonal a los miembros verticales continuos y clávese. El agujero que se perfore para la introducción de los clavos debe ser ligeramente menor al diámetro del clavo, de forma que la riostra no se separe en el agujero del clavo. Despréciese la resistencia de los clavos a las fuerzas de extracción, cuando éstos se coloquen paralelos al grano.
8. Utilícense enlistonados metálicos o alambre de gallinero para el aplanado de las paredes.
9. Las techumbres serán lo más ligeras que sea posible.
10. Téngase cuidado con la instalación de las vidrieras en la ventanería para lograr seguridad contra las deformaciones estructurales.

4.7 Diseño de elementos no estructurales

4.7.1 Introducción

Los componentes arquitectónicos y mecánicos se clasifican como *elementos no estructurales*. Los componentes arquitectónicos incluyen los muros que no soportan cargas, enchapados, unidades de techumbres, muros

separadores, escaleras, ductos y cielos rasos. Los componentes mecánicos incluyen los sistemas de comunicación, calderas, ductos para conductores de electricidad, y maquinaria. El comportamiento sísmico de los elementos no estructurales no ha sido adecuadamente estudiado, y las especificaciones efectivas de diseño casi no existen. Por consiguiente, la seguridad sísmica de los elementos no estructurales depende en gran parte de la habilidad y conciencia de los fabricantes e instaladores.

Se ha informado daño importante en los elementos no estructurales después de temblores intensos, como el de San Fernando (1971), Managua (1972), Guatemala (1976), y Miyagiken-Oki (1978). En los temblores de San Fernando y Guatemala, el daño en los elementos no estructurales ascendió a más del 50 y 70% del costo total de los daños, respectivamente. Después del temblor de Miyagiken-Oki, más del 60% de los muros cargadores no estructurales de un edificio departamental de gran altura se dañó y el daño estructural fue reducido (Tiedeman, 1980; AIJ, 1980).

Ya que el empleo de elementos no estructurales en edificios modernos es amplio, los ingenieros estructurales deben tener en mente que la falla de éstos puede destruir los sistemas de seguridad humana, como los que se relacionan con la resistencia al fuego y la evacuación.

Las disposiciones para el diseño sísmico de los elementos no estructurales se han desarrollado a partir de la experiencia pasada y han aparecido en los reglamentos y especificaciones (como ATC-3-06, 1978) desde el principio de la década de 1970.

En general, los elementos no estructurales fallan por fuerzas de inercia excesivas que les son aplicadas, o por una excesiva deflexión provocada por la deformación del sistema estructural. La fuerza de inercia que actúa en un elemento no estructural puede predecirse si se conoce la respuesta de la estructura en el nivel de piso donde se instale el elemento no estructural. El cortante máximo que actúa en un elemento flexible puede ser significativamente mayor que el cortante que actúa en un elemento rígido semejante. Por otra parte, si se sujeta un elemento no estructural a deflexiones forzadas, debe ser capaz de deformarse sin fallar en concordancia con la deformación estructural. Como una alternativa de diseño, puede separarse al elemento de la estructura, de manera que la deformación del sistema estructural no afecte la deformación o la fuerza del elemento.

En la práctica del diseño estructural, los ingenieros estructurales deben combinar la seguridad humana con la economía en el diseño de los elementos no estructurales. La caída de cielos rasos, vidrios de las ventanas y paredes exteriores puede matar a las personas que se encuentran alrededor. El colapso de las escaleras y el daño a las puertas

de escape puede impedir la salida de la gente del edificio. Las luces de emergencia y los letreros en las salidas no deben mal funcionar durante y después de las perturbaciones sísmicas. Los edificios importantes, como los hospitales, centros para emergencias durante desastres y estaciones de bomberos deben mantenerse en funcionamiento inmediatamente después de los temblores. Está claro que los sistemas de emergencia y las estructuras de edificios importantes deben poseer una seguridad superior a la normal.

Los elementos no estructurales valiosos, así como los elementos peligrosos (por ejemplo las plantas nucleares de potencia) en que el daño puede dar lugar a desastres, requieren un diseño sumamente cuidadoso. Para determinar la fuerza de diseño que se va a aplicar a tales elementos no estructurales, en primer término se calcula la respuesta del piso de la estructura donde se va a instalar el elemento. Con base en esta respuesta, se puede establecer la del elemento. Es posible que otros elementos no estructurales no requieran un procedimiento tan especializado (y engorroso) para determinar la fuerza de diseño. Para diseñar los elementos, es viable usar una fuerza lateral estática equivalente, que incluya un margen de seguridad significativo. En las disposiciones de diseño disponibles en la actualidad, normalmente se prescribe esta fuerza estática equivalente.

Aun cuando por lo general se considera que los efectos de los elementos no estructurales son secundarios en relación con el comportamiento de un sistema estructural, el comportamiento interactivo entre los elementos estructurales y no estructurales ha sido reportado como la causa de la falla estructural. Siempre que se espere un comportamiento interactivo desfavorable, conviene desligar los elementos no estructurales del sistema estructural o analizarse tomando en cuenta la interacción.

4.7.2 Fuerzas dinámicas aplicadas a elementos no estructurales

Cuando un elemento no estructural rígido se sujeta firmemente al piso de una estructura, la respuesta del elemento es idéntica a la del piso. El factor de amplificación (que se define como el cociente de la respuesta del elemento y la del piso) es, por consiguiente, la unidad. Cuando se instala un elemento rígido no estructural mediante un dispositivo flexible conectado al piso de la estructura, la respuesta del elemento es mayor a la del piso. Tal comportamiento puede representarse con un sistema de una sola masa con amortiguamiento. Una masa tiene hasta seis grados de libertad; pero por lo general, el sistema puede simplificarse a uno con un grado de libertad. Las características vibracionales

de la parte del sistema estructural donde se coloca el elemento no estructural (frecuentemente representadas como los espectros de respuesta de la aceleración del piso) pueden determinarse aplicando al sistema estructural un análisis de respuesta de historia en el tiempo. Si el dispositivo de conexión es dúctil, puede reducirse el factor de amplificación deducido del análisis elástico de respuesta, de acuerdo con la ductilidad.

Skinner (1964) propuso los espectros de respuesta de piso para diseñar componentes no estructurales. Si se conocen dicho espectro y el periodo natural del elemento no estructural, la fuerza de diseño del elemento se calcula con gran facilidad.

Un elemento no estructural largo y flexible, como un sistema de tuberías o una charola de cables, no puede simplificarse a un sistema de un solo grado de libertad. Se requiere, por consiguiente, el análisis de un sistema de múltiples grados de libertad, alimentado con la respuesta del piso. Por lo general, el análisis estático equivalente es adecuado para el diseño de dicho sistema, a menos que se considere que su falla cause un daño crucial al sistema estructural.

4.7.3 Análisis estático equivalente

Diversos reglamentos de diseño estipulan la fuerza estática equivalente que deben soportar los elementos no estructurales. Los procedimientos de diseño que se prescriben en un reglamento (ATC-3, 1978), se tratan enseguida.

4.7.3.1 Elementos arquitectónicos La fuerza estática equivalente que deba aplicarse a un elemento arquitectónico se obtiene de la siguiente ecuación:

$$F_p = A_v C_c P W_c \tag{4-41}$$

donde F_p = fuerza sísmica que se aplica a un elemento
C_c = coeficiente sísmico para los elementos
W_c = peso del componente
A_v = coeficiente sísmico que representa la aceleración efectiva relacionada con la velocidad pico
P = factor de criterios de comportamiento

A_v se especifica de acuerdo con el sitio donde está construida la estructura; se usan los mismos valores que para las estructuras. El coeficiente sísmico se establece de acuerdo con el tipo de elemento, y se especifican

valores entre 0.9 y 3.0. El factor de los criterios de comportamiento indica la importancia del elemento no estructural; se establece en función del tipo de elemento y el tipo de estructura en que se coloca el elemento. Se especifican valores entre 0.5 y 1.5. En el procedimiento de diseño, las estructuras se clasifican en tres grupos, con referencia a los grupos de exposición sísmica. En la clasificación se consideran la importancia de la estructura, el efecto que el daño en la estructura tiene en el público y la respuesta humana. El grupo III contiene las estructuras de edificios que deban ser operacionales para propósitos de rehabilitación después de desastres. Los edificios abiertos al público se clasifican en el grupo II, mientras que otros están en el grupo I.

4.7.3.2 Elementos mecánicos y eléctricos La fuerza estática equivalente que se aplique a un elemento mecánico o eléctrico se calcula con:

$$F_p = A_v C_c P a_c a_x W_c \tag{4-42}$$

donde C_c = coeficiente sísmico para un elemento (se especifican valores entre 0.67 y 2.0)
a_c = factor de amplificación relacionado con la respuesta de un sistema o elemento, según resulte afectado por el tipo de sujeción
a_x = factor de amplificación en el nivel x relacionado con la variación de la respuesta a lo alto del edificio

El factor de amplificación a_x se deduce de la ecuación:

$$a_x = 1.0 + h_x/h_n \tag{4-43}$$

donde h_x = la altura sobre la base, del nivel x
h_n = la altura sobre la base, del nivel n
n = número de entrepisos

4.7.4 Efectos de interacción de los elementos arquitectónicos no estructurales

Cuando un muro no estructural se sujeta firmemente a un marco estructural, se le fuerza a deformarse de una manera compatible con el marco. El muro falla si el marco lo fuerza a deformarse más allá de su límite permisible. Para evitar tal falla, el muro puede desacoplarse del marco. La figura 4-42 presenta un ejemplo de sistemas de muros desacoplados. En 4-42*b*, el muro se fija al marco en cuatro esquinas, me-

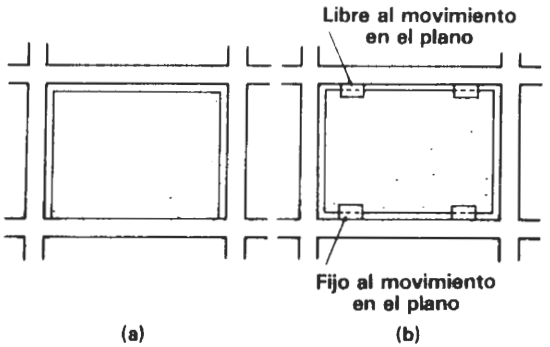


Figura 4-42 Aislamiento de los marcos de los muros no estructurales. (*a*). Aislamiento de tres esquinas. (*b*) Aislamiento con placas de acero.

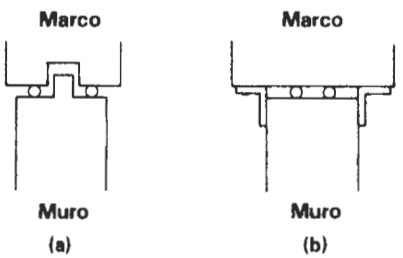


Figura 4-43 Detalles del aislamiento.

diante una sujeción que le permite deslizarse libremente en su plano y resistir con firmeza la deformación fuera de éste. La holgura entre el muro y el marco se determina con base en el posible desplazamiento lateral del marco.

Para impedir el paso del agua en los muros exteriores y satisfacer los requerimientos de acústica y resistencia al fuego en los muros interiores, la holgura se acojina con rellenadores, como en la figura 4-43.

La rotura de los vidrios de las ventanas es muy peligrosa, ya que los pedazos pueden herir a las personas que se encuentran abajo. Si se considera que la máxima deformación esperada del marco sea pequeña, el vidrio puede fijarse con un mastique suave; se debe proveer holgura entre el bastidor de la ventana y las paredes y marcos a su alrededor (Fig. 4-44*a*). Cuando los muros que rodean el marco de una puerta van a estar sujetos a una gran deformación, puede atorarse la puerta. Se debe proveer una holgura apropiada (Fig. 4-44*b*).

La falla de los cielos rasos provoca graves daños en muchos casos. Puesto que los cielos rasos suspendidos con frecuencia caen durante los disturbios sísmicos, las conexiones con los miembros suspendidos deben

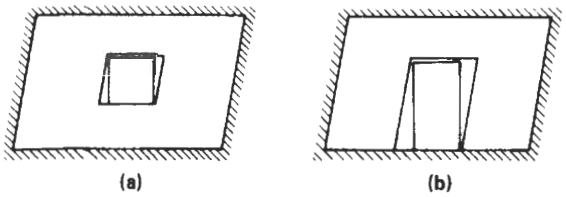


Figura 4-44 Aberturas entre las ventanas o puertas y muros. (*a*) Ventanas. (*b*) Puertas.

diseñarse apropiadamente. También debe tenerse cuidado para que no golpeen con las paredes de su alrededor durante el curso del movimiento horizontal. Más aún, deben tomarse precauciones en el diseño para impedir que los terminados de los cielos rasos y los accesorios de iluminación caigan al piso.

4.7.5 Efectos de los elementos no estructurales en los sistemas estructurales

En la práctica normal del diseño estructural, no se toman en cuenta los elementos no estructurales. Sin embargo, las estructuras terminadas contienen diversos elementos no estructurales, como los revestimientos metálicos y las paredes exteriores y de separación, que influyen en el comportamiento estructural durante los temblores. Los ingenieros estructurales no pueden ignorar dicha influencia. Si se agregan elementos no estructurales flexibles a un sistema estructural rígido, la influencia es pequeña. En la situación contraria, por ejemplo cuando las paredes exteriores o de separación de mampostería o de bloques de concreto se instalan dentro de un marco, la influencia debe ser grande.

Son concebibles varios efectos de los elementos no estructurales en el comportamiento estructural:

1. Puede acortarse el periodo natural del sistema estructural; esto da por resultado un nivel diferente en las fuerzas laterales que alimentan al sistema.
2. Puede cambiar la distribución de los cortantes de entrepiso en las columnas, y algunas de las columnas llegan a soportar una fuerza mayor a la supuesta en el diseño original.
3. Una distribución asimétrica de los muros no estructurales puede provocar una torsión importante en el sistema.
4. Es posible que una fuerza local se concentre si los muros no estructurales se distribuyen en forma no uniforme en la altura.

Los ingenieros estructurales tienen dos medios para mitigar dichas condiciones desfavorables. Primero, los elementos no estructurales pueden desacoplarse del sistema estructural, como se describió en la sección 4.7.4. Este enfoque se usa casi exclusivamente en el diseño de edificios altos. En el segundo, los elementos no estructurales pueden tratarse como miembros estructurales y tomar en cuenta sus características en el diseño. Esto hace que el aislamiento del agua, ruido o calor, sea más factible que con el primer enfoque. En general, los elementos no estructurales rígidos y frágiles, como los muros de alero, son más vulnerables que los miembros estructurales a causa de su menor capacidad de deformación. Además, el comportamiento histerético del sistema estructural es muy complejo cuando se incluyen dichos elementos no estructurales. A menudo, la complejidad tiene por resultado una deficiente comprensión de la respuesta real de la estructura.

La figura 4-45*a* ilustra ejemplos del primer enfoque. Si se suministra una holgura entre la viga de borde y la columna, se espera que ésta se comporte de manera dúctil. Como se muestra en la figura 4-45*b*, es posible el mismo tratamiento en los muros de alero, de manera que las vigas adyacentes no fallen en el modo de cortante.

4.7.6 Detalles del diseño para los elementos mecánicos y eléctricos

4.7.6.1 Equipo El equipo rígido, como un transformador o una caldera, puede moverse horizontalmente o caerse como resultado de un movimiento de balanceo durante la vibración sísmica. Si las tuberías y mangueras de servicio se conectan a tal equipo, se dañarán las conexiones. En un equipo pequeño y menos importante, puede pintarse la base de éste y el piso en las interfases para aumentar la fricción. Para mejorar la resistencia sísmica, el equipo debe sujetarse al piso mediante pernos. La cantidad de anclaje para resistir la fuerza horizontal se determina en función de la forma del equipo: la altura del centro de gravedad y la relación altura a ancho. También debe tenerse cuidado en el diseño para que las anclas resistan una posible vibración vertical.

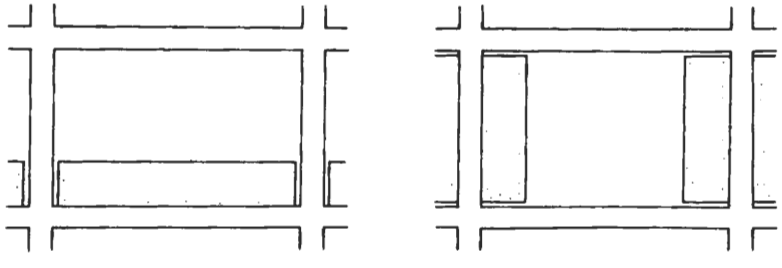


Figura 4-45 Aislamiento de los muros no estructurales respecto a los marcos estructurales. (*a*) Aislamiento vertical. (*b*) Aislamiento horizontal.

Cuando el equipo esté suspendido del techo, el arriostramiento cruzado (Fig. 4-46) resulta efectivo para impedir que se mueva.

4.7.6.2 Equipo con aislamiento contra las vibraciones Se han reportado muchos daños en los equipos mecánicos que se asientan sobre dispositivos aisladores de las vibraciones, que principalmente se usan para el control acústico. Tales sistemas deben satisfacer dos requerimientos incompatibles y contrapuestos: disipar las vibraciones (necesidad de ser flexibles) y soportar las cargas sísmicas (necesidad de ser rígidos). La falla de los dispositivos aisladores provoca que los sistemas mecánicos caigan al piso.

Para lograr que un dispositivo aislador de vibraciones y montado en el suelo sea sísmicamente efectivo, la base del equipo se debe anclar al piso mediante pernos. Como método alternativo, se coloca junto al equipo un dispositivo de restricción, que limite tanto su movimiento vertical como horizontal (Fig. 4-47). En los equipos ligeros colgados de barras de suspensión, el arriostramiento en cruz limita la vibración del equipo, como se muestra en la figura 4-48, en tanto que para el equipo pesado, es más efectivo un marco de restricción. En Ayres y Sun (1972) se describen los detalles de diseño.

4.7.6.3 Sistemas de tuberías y aire acondicionado Se ha reportado poco daño en los sistemas de tuberías después de los temblores. Los sistemas de tuberías y ductos pueden arriostrarse muy bien mediante barras tanto en la dirección longitudinal como transversal (Fig. 4-49). El movimiento relativo del piso al cual se atornilla un sistema de tuberías las puede distorsionar. Cuando una tubería se extiende sobre una junta de expansión, es fundamental conectarla en forma flexible al piso.

4.7.6.4 Unidades de iluminación Los tres tipos de unidades de iluminación más usados son: (1) empotradas; (2) montadas sobre la superficie, y (3) suspendidas (pendientes). Se han originado daños menores por las unidades inadecuadas de los sistemas 1 y 2. Contrariamente a la opinión popular, el daño a las unidades de iluminación sostenidas por juntas esféricas ha sido insignificante. Estas unidades fácilmente pueden caer en resonancia.

Las juntas esféricas con un resorte en su interior pueden restringir el movimiento vertical de una unidad de iluminación. Para reducir la po-

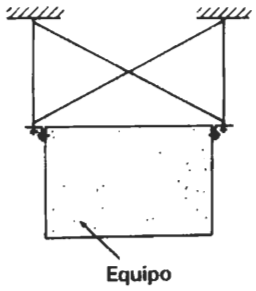


Figura 4-46 Riostra en cruz para el aislamiento del equipo.

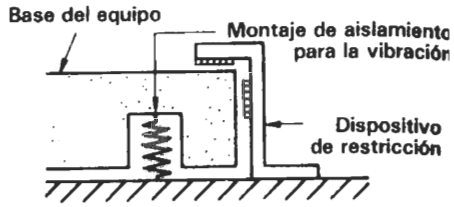


Figura 4-47 Retén para un sistema de aislamiento a la vibración.

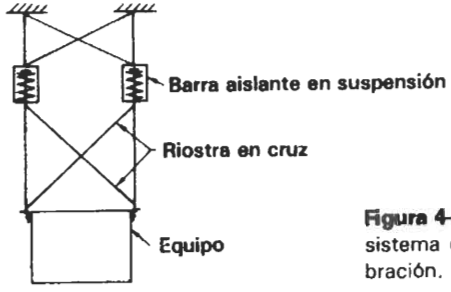


Figura 4-48 Arriostramiento del sistema de aislamiento de la vibración.

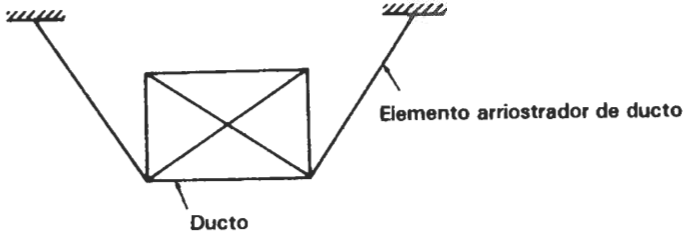


Figura 4-49 Arriostramiento para el balanceo de ductos.

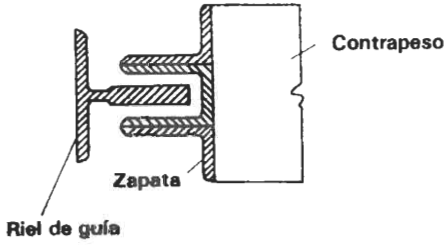


Figura 4-50 Zapata de seguridad en un contrapeso de elevador.

sibilidad de resonancia, necesita incorporarse un dispositivo amortiguador a la unidad (Ayres y Sun, 1972).

4.7.6.5 Elevadores Diversas investigaciones muestran que la mayor parte del daño a los sistemas de elevadores ocurre en los contrapesos y sus proximidades. Muchos contrapesos se han desprendido de sus guías, algunos aplastando las cajas de los elevadores. Una guía resistente, zapatas de seguridad o ambas (Fig. 4-50), inhibirían tales daños (Ayres y Sun. 1972).

REFERENCIAS

ACI-ASCE Committee 352 (1976). Recommendations for design of beam-column joints in monolithic reinforced concrete structures, *J. Am. Concr. Inst.*, **73**(7), 375–393.

ACI Committee 318 (1983*a*). *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)*, American Concrete Institute, Detroit.

——— (1983*b*). *Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)*, American Concrete Institute, Detroit.

ACI Committee 531 (1970). Concrete masonry structures, design and construction, *J. Am. Concr. Inst.*, **67**(6), 442–460.

AIJ (Architectural Institute of Japan) (1970). *Design Essential in Earthquake Resistant Buildings*, Elsevier Publishing Company, Amsterdam.

——— (1973). *Design Guide for Tall Buildings*, AIJ, Tokyo (in Japanese).

——— (1975*a*). *Guide of the Plastic Design of Structures*, AIJ, Tokyo (in Japanese).

——— (1975*b*). *Design Standard for Composite Steel-Reinforced Concrete Structures*, AIJ, Tokyo (in Japanese).

——— (1979). *Design Standard for Special Concrete Structures and Commentary*, AIJ, Tokyo (in Japanese).

——— (1980). *Report on the Damage Due to 1978 Miyagiken-Oki Earthquake*, AIJ, Tokyo (in Japanese).

AISC (American Institute of Steel Construction) (1969). *AISC Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings, and Commentary*, AISC, New York.

——— (1978). *AISC Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings, and Commentary*, AISC, New York.

Aoyama, H., and M. Yoshimura (1980). Tests of RC shear walls subjected to bi-axial loading, *Proc. Seventh World Conf. Earthquake Eng.*, Istanbul, **7**, 511–518.

ATC-3 (Applied Technology Council) (1978). *Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings (ATC 3-06)*, Nat. Bur. Stand. Spec. Publ. 510, Washington.

ATC-8 (Applied Technology Council) (1981). *Proceedings of the Workshop on Design of Prefabricated Concrete Buildings for Earthquake Loads*, Nat. Bur. Stand. Spec. Publ., Washington.

Ayres, J. M., and T.-Y. Sun (1972). Criteria building services and furnishings, in W. Wright, S. Kramer, and C. Culver (eds.), *Building Practice for Disaster Mitigation*, U.S. Department of Commerce, National Bureau of Standards, Washington, 253–285.

Blakeley, R. W. G., A. W. Charleson, H. C. Hitchcock, L. M. Megget, M. J. N. Priestley, R. D. Sharpe, and R. I. Skinner (1979). Recommendations for the design and construction of base isolated structures. *Bull. N. Z. Nat. Soc. Earthquake Eng.*, **12**(2), 136–157.

Blume, J. A. (1977). The SAM procedure for site-acceleration-magnitude relationships, *Proc. Sixth World Conf. Earthquake Eng.*, New Delhi, **1**, 416–422.

——— (1980). Distance partitioning in attenuation studies, *Proc. Seventh World Conf. Earthquake Eng.*, Istanbul, **2**, 403–410.

Bycroft, G. N. (1960). White noise representation of earthquakes, *J. Eng. Mech. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **86**(EM-1).

Caspe, M. S. (1970). Earthquake isolation of multistory concrete structures, *J. Am Concr. Inst.*, **67,** 923–933.

Cherry, S. (1974*a*). Earthquake ground motions: Measurement and characteristics, in J. Solnes (ed.), *Engineering Seismology and Earthquake Engineering*, Noordhoff International Publishing, Leiden, 87–124.

——— (1974*b*). Estimating underground motions from surface accelerograms. in J. Solnes (ed.), *Engineering Seismology and Earthquake Engineering*, Noordhoff International Publishing, Leiden, 125–150.

——— (1974*c*). Design input for seismic analysis, in J. Solnes (ed.), *Engineering Seismology and Earthquake Engineering*, Noordhoff International Publishing, Leiden, 151–162.

Chopra, A. K., and N. M. Newmark (1980). Analysis, in E. Rosenblueth (ed.), *Design of Earthquake Resistant Structures*, Pentech Press, London, 27–53.

Donovan, N. C. (1974). A statistical evaluation of strong motion data including the February 9, 1971, San Fernando earthquake, *Proc. Fifth World Conf. Earthquake Eng.*, Rome, **1,** 1252–1261.

Esteva, L., and E. Rosenblueth (1963). Espectros de temblores a distancias moderadas y grandes, *Proc. Chilean Conf. Seismol. Earthquake Eng.*, University of Chile, **1.**

Evans, F. W. (1973). Earthquake engineering for the smaller dwelling, *Proc. Fifth World Conf. Earthquake Eng.*, Rome, **2,** 3010–3013.

Glogau, O. A. (1974). Masonry performance in earthquakes, *Bull. N. Z. Nat. Soc. Earthquake Eng.*, **7**(4), 149–166.

Gutenberg, B., and C. F. Richter (1956). Earthquake magnitude, intensity, energy, and acceleration (second paper), *Bull. Seismol. Soc. Am.*, **46**(2), 105–146.

Hawkins, N. (1981). Precast concrete connections, *Proc. U.S./PRC Workshop Seismic Anal. Des. Reinf. Concr. Struct.*, Ann Arbor, Mich., 7–27.

Housner, G. W. (1965). Intensity of earthquake ground shaking near the causative fault, *Proc. Third World Conf. Earthquake Eng.*, Auckland, **1**(3), 94–111.

——— (1969). Engineering estimates of ground shaking and maximum earthquake magnitude, *Proc. Fourth World Conf. Earthquake Eng.*, Santiago, **1**(A-1), 1–13.

——— and P. C. Jennings (1964). Generation of artificial earthquake, *J. Eng. Mech. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **90**(EM-1), 113–150.

——— and ——— (1974). Problems in seismic zoning, in J. Solnes (ed.), *Engineering Seismology and Earthquake Engineering*, Noordhoff International Publishing, Leiden, 163–177.

IAEE (1980). *Earthquake Resistant Regulations: A World List, 1980*, compiled by International Association for Earthquake Engineering, Gakujutsu-Bunken-Fukyu-Kai (Association for Science Documents Information), Tokyo.

Iizuka, G. (1980). On the damage and caution to wooden houses by recent earthquakes in Japan, *Seventh World Conf. Earthquake Eng., Istanbul,* **5,** 121–124.

Jennings, P. C., G. W. Housner, and N. C. Tsai (1969). Simulated earthquake motions for design purposes, *Proc. Fourth World Conf. Earthquake Eng.*, Santiago, **1**(A1), 145–160.

Kanai, K. (1960). An empirical formula for the spectrum of strong earthquake motion, *Proc. Second World Conf. Earthquake Eng.*, Tokyo, **3,** 1541–1561.

——— (1966). Improved empirical formula for the characteristics of strong earthquake motions, *Proc. Japan Earthquake Eng. Symp. Tokyo,* 1–4.

Karadogan, H., T. Huang, L.-W. Lu, and M. Nakashima (1980). Behavior of flat plate floor systems under in-plane seismic loading, *Proc. Seventh World Conf. Earthquake Eng.*, Istanbul, **9,** 9–16.

Lee, D. M., and I. C. Medland (1978*a*). Base isolation—A historical development, and the influence of higher mode responses, *Bull. N.Z. Nat. Soc. Earthquake Eng.*, **11**(4), 219–233.

——— and ——— (1978*b*). Estimation of base isolated structures responses, *Bull. N.Z. Nat. Soc. Earthquake Eng.*, **11**(4), 234–244.

McGuire, R. K. (1977). Seismic design spectra and mapping procedures using hazard analysis based directly on oscillator response, *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* **5**(3), 211–234.

Matsushita, K., and M. Izumi (1965). Deflection controlled elastic response of buildings and methods to decrease the effect of earthquake forces applied to buildings, *Proc. Third World Conf. Earthquake Eng.*, Auckland, **3,** 360–372.

Megget, L. M. (1978). Analysis and design of a base-isolated reinforced concrete frame building, *Bull. N.Z. Nat. Soc. Earthquake Eng.*, **11**(4), 245–254.

Merovich, A. T., J. P. Nicoletti, and E. Hartle (1982). Eccentric bracing in tall buildings, *J. Struct. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **108**(ST-9), 2067–2080.

Mueller, P. (1981). Seismic behavior of precast walls, *Proc. U.S./PRC Workshop Seismic Anal. Des. Reinf. Concr. Struct.*, Ann Arbor, Mich., 7–27.

Muto, K. (1974). Earthquake resistant design of tall buildings in Japan, in J. Solnes (ed.), *Engineering Seismology and Earthquake Engineering*, Noordhoff International Publishing, Leiden, 203–245.

Nakashima, M., L.-W. Lu, T. Huang, and H. F. Karadogan (1980). Current research at Lehigh University on concrete floor systems under in-plane seismic loading, *Proc. Seventh World Conf. Earthquake Eng.*, Istanbul, **9,** 145–156.

Park, R. (1980). Partially prestressed concrete in seismic design of frames, *Proc FIP Symp. Partial Prestressing Practical Constr. Prestressed Reinf. Concr.*, Bucharest, **1,** 104–117.

——— and T. Pauley (1980). Concrete structures, in E. Rosenblueth (ed.), *Design of Earthquake Resistant Structures*, Pentech Press, London, 142–194.

Pauley T. (1980). Earthquake-resisting shear walls—New Zealand design, *J. Am. Concr. Inst.*, **80**(77), 144–152.

Petrovski, J., D. Jurukovski, and V. Simovski (1978). Dynamic response of building with isolation on rubber cushions, *Proc. Sixth Eur. Conf. Earthquake Eng.*, Dubrovnik, Yugoslavia, **3,** 29–36.

Priestley, M. J. N. (1980). Masonry, in E. Rosenblueth (ed.), *Design of Earthquake Resistant Structures*, Pentech Press, London, 195–222.

———, R. L. Crosbe, and A. J. Carr (1977). Seismic forces in base-isolated masonry structures, *Bull. N.Z. Nat. Soc. Earthquake Eng.*, **10**(2), 55–68.

RCDERT (Research Committee for the Development of Earthquake-Resistant Technology) (1977). *General Report on the Development of Earthquake Resistant Technology*, Kokudo-Kaihatsu-Gijutsu Research Center, Tokyo (in Japanese).

Robinson, W. H., and A. G. Tucker (1977). A lead-rubber shear damper, *Bull. N.Z. Nat. Soc. Earthquake Eng.*, **10**(3), 151–153.

Schnabel, P., H. B. Seed, and J. Lysmer (1971). *Modification of Seismograph Records for Effects of Local Conditions*, Rep. EERC-71-8, Earthquake Eng. Res. Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.

Seed, H. B., I. M. Idriss, and F. W. Kiefer (1969). Characteristics of rock motions during earthquakes, *J. Soil Mech. Found. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **95**(SM-5), 1199–1218.

Shinagawa, T. (1973). Connections of prefabricated reinforced concrete structures, *Concr. J.*, Japan National Council on Concrete, **11**(11), 75–81.

Skinner, R. I. (1964). Earthquake generated forces and movements in tall buildings, *Bull. Dep. Sci. Ind. Res.*, New Zealand, 166.

———, J. M. Kelly, and A. J. Heine (1973). Energy absorption devices for earthquake resistant structures, *Proc. Fifth World Conf. Earthquake Eng.*, Rome, **2,** 2924–2933.

Tajimi, H. (1960). A statistical method of determining the maximum response of a building structure during an earthquake, *Proc. Second World Conf. Earthquake Eng.*, Tokyo, **2,** 781–797.

Tall Building Committee 15 (Committee 15 of the Council on Tall Buildings and Urban Habitat) (1979). Plastic analysis and design, in *Monograph on Planning and Design of Tall Buildings*, SB-3, American Society of Civil Engineers, New York, 137–238.

Tall Building Committee 16 (Committee 16 of the Council on Tall Buildings and Urban Habitat) (1979). Stability, in *Monograph on Planning and Design of Tall Buildings*, SB-4, American Society of Civil Engineers, New York, 239–342.

Tall Building Committee 21D (Committee 21D of the Council on Tall Buildings and Urban Habitat) (1979). Design of cast-in-place concrete, in *Monograph on Planning and Design of Tall Buildings*, CB-11, American Society of Civil Engineers, New York, 501–576.

Tall Building Committee 21E (Committee 21E of the Council on Tall Buildings and Urban Habitat) (1979). Design of structures with precast concrete elements, in *Monograph on Planning and Design of Tall Buildings*, CB-12, American Society of Civil Engineers, New York, 575–653.

Tall Building Committee 27 (Committee 27 of the Council on Tall Buildings and Urban Habitat) (1979). Design of masonry structures, in *Monograph on Planning and Design of Tall Buildings*, CB-13, American Society of Civil Engineers, New York, 655–708.

Tiedeman, H. (1980). A statistical evaluation of the importance of non-structural damage to buildings, *Proc. Seventh World Conf. Earthquake Eng.*, Istanbul, **6,** 617–624.

Toki, K. (1981). *Earthquake Resistant Analysis of Structures*, Gihodo Shuppan Co., Tokyo (in Japanese).

Trifunac, M. D., and A. G. Brady (1975). On the correlation of peak acceleration of strong motion with earthquake magnitude, epicentral distance and site conditions, *Proc. U.S. Nat. Conf. Earthquake Eng.*, Ann Arbor, Mich., 43–52.
Tyler, R. G. (1977). Dynamic tests on laminated rubber bearings, *Bull. N.Z. Nat. Soc. Earthquake Eng.*, **10**(3), 143–150.
UBC (Uniform Building Code) (1979). International Conference of Building Officials, Whittier, Calif.

5

DISEÑO ASÍSMICO DE LAS CIMENTACIONES

5.1 Pruebas para determinar las características del suelo

Al diseñar las cimentaciones para la estructura de un edificio, el proyectista primero debe determinar las características del suelo en el sitio de la construcción. Los sondeos de perforación y las pruebas de penetración son las dos pruebas estándares en el sitio. Los datos que se necesitan para el diseño asísmico de las cimentaciones pueden obtenerse de las siguientes pruebas.

5.1.1 Pruebas de campo

El sondeo de perforación se hace normalmente a partir del nivel del terreno hasta una profundidad aproximada de 2 a 4 veces el ancho de las zapatas. La profundidad de la perforación depende en mucho del tamaño y la importancia del edificio.

La prueba de la resistencia a la penetración se lleva a cabo básicamente para medir la densidad relativa y el grado de compactación del suelo. Para este ensayo se usan los muestradores de tubo hueco y los penetrómetros de núcleo. Por lo general, los ensayos son de dos tipos: dinámico y estático. La prueba habitual de resistencia a la penetración, popular en Estados Unidos y Japón, también puede proporcionar datos que se utilicen para juzgar la licuación potencial y calcular la capacidad de soporte permisible de los terrenos arenosos.

El módulo G-de cortante del suelo puede estimarse a partir de la prueba de la velocidad de la onda de cortante. Se utiliza una carga explosiva o un martillo para producir ondas en el suelo. La velocidad se mide al aplicar la excitación en un barreno y medir la velocidad en

otro, o mediante la aplicación de una excitación en el terreno y midiendo la velocidad en el barreno.

El periodo fundamental del suelo es una propiedad importante para el diseño sismorresistente de las estructuras. Puede estimarse mediante la prueba de un microtemblor o a partir de la medición de pequeñas perturbaciones sísmicas.

5.1.2 Pruebas de laboratorio

Las muestras de suelo coleccionadas en un sitio de construcción pueden probarse en un laboratorio con objeto de determinar características del suelo, como el peso por unidad de volumen, la cohesión, el ángulo de fricción interna, el contenido de agua, el límite líquido, el límite plástico, la relación de vacíos, el índice de compresión, la carga de preconsolidación y las sensibilidades. Además, las pruebas de la distribución del tamaño de las partículas y de la densidad relativa sirven para verificar la licuación potencial del suelo. La prueba triaxial cíclica es un medio útil para estimar el porcentaje de amortiguamiento del suelo. En esta prueba, primero se aplica una presión hidráulica a una muestra cilíndrica y después se le aplica una carga contraria en su dirección longitudinal. A partir de la curva esfuerzo-deformación, se estima el módulo de elasticidad E. El módulo G de cortante puede calcularse entonces a partir de E, así como el módulo de Poisson medido. El porcentaje de amortiguamiento se calcula mediante la ecuación (2-165). También pueden determinarse los módulos E y G mediante la aplicación de vibraciones axiales y torsionantes a la muestra cilíndrica.

5.1.3 Módulo de cortante y amortiguamiento de los suelos

5.1.3.1 **Módulo de cortante** La figura 5-1 ilustra las relaciones normales del módulo de cortante versus la deformación de cortante para la arena y la arcilla saturada (Seed y Idriss, 1971). Tanto para la arena como para la arcilla, el módulo de cortante decrece al aumentar el nivel de la deformación. El módulo de cortante medido a partir de la velocidad de onda corresponde a una deformación unitaria de 10^{-5} hasta 10^{-4}.

5.1.3.2. Amortiguamiento

Amortiguamiento del material. La figura 5-1 también ilustra la relación entre el amortiguamiento y la deformación unitaria de cortante

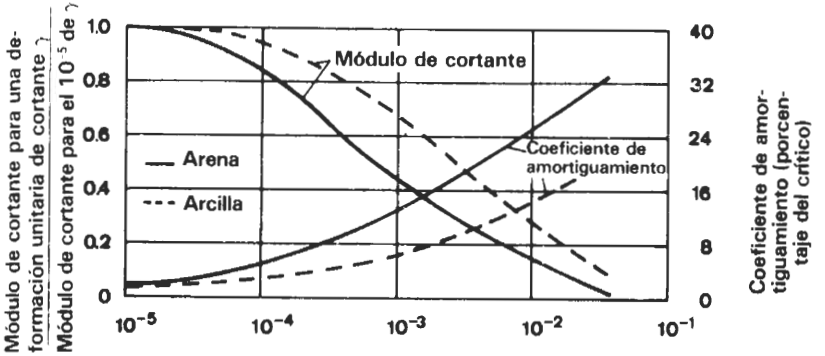


Figura 5-1 Relaciones promedio para el módulo de cortante y el amortiguamiento interno a la deformación unitaria de cortante, para arenas y arcillas saturadas.

Puesto que en la mayoría de los casos el nivel de la deformación unitaria experimentado durante los temblores varía entre 10^{-3} y 10^{-4}, durante un temblor puede esperarse un amortiguamiento de 10 y 16% para la arcilla y la arena, respectivamente.

Amortiguamiento de radiación. No hay un método conveniente para medir el amortiguamiento de radiación del suelo en un sitio de construcción. De conformidad con el estudio teórico de una cimentación circular en un cuerpo semi infinito, el amortiguamiento de radiación ocasionado por el movimiento de traslación de dicha cimentación es significativamente mayor que el ocasionado por el movimiento de torsión o de cabeceo (Whitman y Richart, 1967).

5.2 Características dinámicas de los suelos

5.2.1 Licuación de arenas saturadas

La licuación se define como el fenómeno por medio del cual un estrato arenoso saturado pierde su resistencia al cortante debido al movimiento sísmico y se comporta como un lodo líquido. Muchos informes acerca de temblores hacen referencia a dicha licuación. En el sismo de Niigata de 1964, muchos edificios se hundieron, se inclinaron y se volcaron como resultado de la licuación. Los deslizamientos de tierra inducidos por la licuación dañaron muchas construcciones en el temblor de 1964 en Alaska (Seed, 1970).

Cuando un estrato arenoso saturado se sujeta a un cortante inverso, aumenta la presión del agua pura y, a cambio, decrece el esfuerzo efectivo de la arena. Cuando la resistencia al cortante se reduce a cero, ocurre la licuación.

De acuerdo con Ohsaki (1970), es probable que ocurra la licuación con las siguientes condiciones en el suelo:

1. El estrato arenoso se encuentra a 15 o 20 m abajo del nivel del terreno y no está sujeto a una presión alta de la sobrecapa.
2. El estrato consiste en partículas uniformes de tamaño mediano (Fig. 5-2).
3. El estrato se encuentra saturado; esto es: está abajo del nivel del agua freática.
4. El valor de la prueba de penetración estándar es menor a un cierto nivel (Fig. 5-3; Seed y Idriss, 1971).

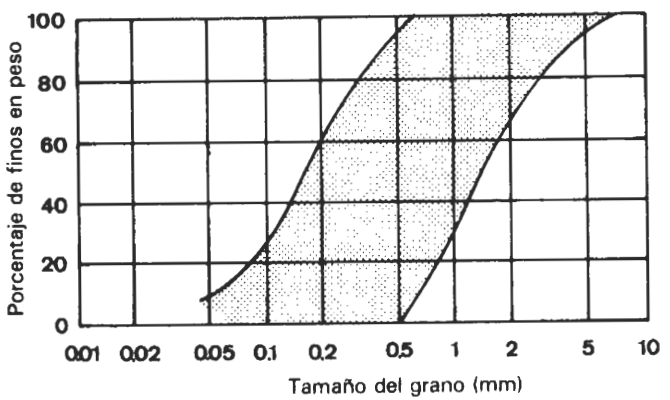


Figura 5-2 Zona crítica de las curvas para la distribución del tamaño del grano, por Ohsaki. *[Y. Ohsaki, Effects of sand compaction on liquefaction during the Tokachi-Oki earthquake,* Soil Found., **10***(2), 112-128 (1970).]*

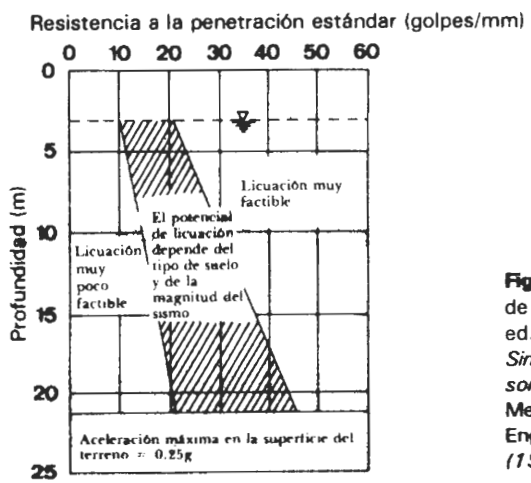

Resistencia a la penetración estándar (golpes/mm)
0 10 20 30 40 50 60
Profundidad (m)
0
5
10
15
20
25
Licuación muy factible
El potencial de licuación depende del tipo de suelo y de la magnitud del sismo
Licuación muy poco factible
Aceleración máxima en la superficie del terreno = 0.25g

Figura 5-3 Gráfica de evaluación de la licuación potencial, por Seed. *[H.B. Seed and I.M. Idriss, Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potencial,* J. Soil Mech. Found. Div., Am. Soc. Civ. Eng., **97***(SM-9), 1249–1273 (1971).]*

Seed y Idriss (1971) propusieron un método de evaluación para la licuación potencial basado en la relación entre el esfuerzo cortante promedio y la presión efectiva inicial de la sobrecapa.

Para reducir la posibilidad de la licuación, pueden considerarse las siguientes medidas:

1. Incrementar la densidad relativa de las arenas, mediante compactación.
2. Reemplazar el suelo con otro que tenga una menor posibilidad de licuación.
3. Instalar equipo de drenaje en el terreno.
4. Hincar pilotes hasta un estrato menos propenso a la licuación.

5.2.2 Asentamiento de arenas secas

Las arenas sueltas y secas se asientan por las vibraciones sísmicas. El asentamiento es mayor en arenas con una densidad relativa pequeña.

5.3 Diseño de cimentaciones

Las condiciones del terreno en el sitio de la construcción deben examinarse con sumo cuidado en relación con la licuación potencial, la inestabilidad de taludes o la ruptura de la superficie debida a la presencia de fallas o por el sacudimiento.

Los factores críticos asociados con el diseño de las cimentaciones pueden resumirse como sigue:

1. Características de las fuerzas de retroalimentación y de respuesta de las cimentaciones. Se relacionan tanto con las fuerzas transmitidas de la superestructura al terreno como con las fuerzas transmitidas desde el terreno a los pilotes, sótanos y las cimentaciones.
2. Características de resistencia y deformación de las cimentaciones, pilotes y pilas.
3. Características de resistencia y deformación del terreno.

Una cimentación debe diseñarse de manera que el suelo soporte las fuerzas transmitidas por la superestructura. Por lo general las fuerzas son el cortante horizontal en la base, el momento de volteo y la fuerza vertical. Puesto que normalmente las fuerzas se aplican durante un periodo corto y son de naturaleza dinámica, ATC-3 sugiere que el suelo se mantega elástico bajo estas fuerzas.

El cortante en la base se resiste mediante fricción en las superficies inferiores de las cimentaciones directas y mediante soporte lateral en los pilotes de cimentación. En las cimentaciones profundas con pilotes, la presión pasiva ayuda a la capacidad de soporte lateral de los pilotes. También debe revisarse al diseño del momento del volteo aplicado a las cimentaciones. Debe evitarse el asentamiento excesivo y la separación de los pilotes.

Es útil restringir el movimiento horizontal relativo entre las zapatas mediante la introducción de vigas o losas de conexión. ATC-3 sugiere el uso de $(A_a/4)N$ (Tabla 4-1) como la fuerza horizontal de diseño para los elementos de conexión, en que N es una fuerza axial aplicada a las columnas. En los edificios con muchos claros, también puede ser importante el movimiento vertical relativo entre las zapatas. En esta situación, las vigas y las losas de conexión deben ser lo suficientemente resistentes para resistir la posible flexión fuera del plano.

5.3.1 Cimentaciones directas

Si existe la posibilidad de licuación, debe llevarse a cabo la estabilización del suelo. De otra forma, en vez de cimentaciones directas deben utilizarse cimentaciones con pilotes.

Al calcular la resistencia horizontal al cortante de las cimentaciones, AIJ (1974) recomienda el uso del 75% del coeficiente de fricción que se lista en la Tabla 5-1. Los valores de la tabla se han determinado suponiendo capacidades al cortante de tan ϕ y un medio de la resistencia a la compresión para la arena y la arcilla, respectivamente.

5.3.2 Cimentaciones con pilotes

Si hay posibilidad de licuación, es útil la estabilización del suelo. De otra forma, debe estimarse la capacidad para soporte vertical y la resistencia horizontal de los pilotes, suponiendo que la fricción y la reacción horizontal del suelo en esos pilotes es cero en el régimen de una licuación potencial.

La capacidad de carga del suelo debe ser mayor de las fuerzas axiales de los pilotes, que son provocadas por la carga vertical y el momento de volteo de la superestructura. El mecanismo de resistencia al cortante en la base de los pilotes se obtiene como una combinación de la presión pasiva, la resistencia horizontal de los pilotes y la fricción entre las zapatas y el terreno. Si no se hinca profundamente un pilote no debe tomarse en cuenta el efecto de la presión pasiva. En forma similar, debe limitarse el efecto de la fricción, a menos que se justifique. Para una estimación de la resistencia horizontal del pilote, se utilizan los métodos propuestos por Chang (1937) y Broms (1964*a*, 1964*b*).

TABLA 5-1 Valores estándares del coeficiente de fricción

Suelo grueso sin limo	0.55 (ϕ = 29°)
Suelo grueso con limo	0.45 (ϕ = 24°)
Limo o arcilla	0.35 (ϕ = 19°)

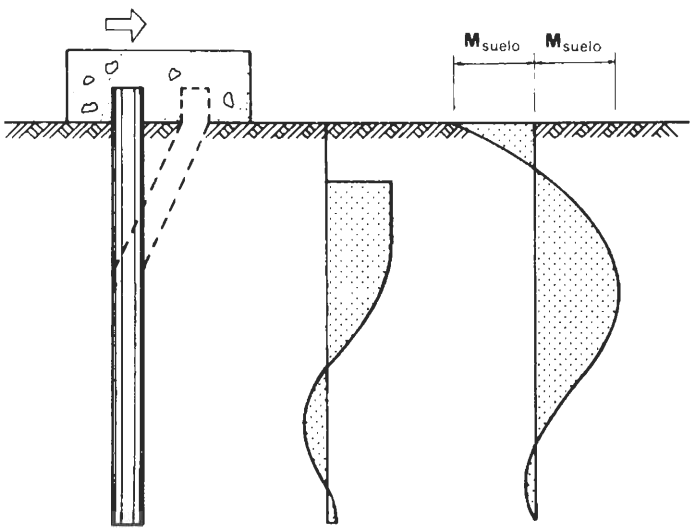


Figura 5-4 Distribución de la deflexión, reacción del suelo y momento flexionante para un pilote largo restringido en un suelo cohesivo, por Broms. *[B.B. Broms, Lateral resistance of piles in cohesive soils,* J. Soil Mech. Found. Div., Am. Soc. Civ. Eng., **90***(SM-2), 27-63 (1964).]*

En el método de Chang, un pilote sujeto a una fuerza horizontal se trata como una viga sobre una cimentación elástica. Por consiguiente, este método requiere valores para el coeficiente de la reacción horizontal. Hay dos enfoques para determinar este coeficiente. Uno: se estima a partir de los resultados de ensayos en pilotes largos sujetos a una fuerza horizontal; dos: se aplica presión en el barreno y se estima a partir de la relación entre la presión y el cambio del radio del agujero.

En el método de Broms, primero se clasifican los pilotes en largos y cortos, y para cada caso se calcula la distribución de esfuerzos y la resistencia horizontal última, suponiendo un modo de falla (Fig. 5-4). Este método es sencillo y, en general, tiene una buena concordancia con los resultados experimentales (Broms, 1964*a*, 1964*b*, 1965). Se requiere ductilidad en los pilotes, ya que deben soportar una combinación de la fuerza axial, el momento flexionante y el cortante durante el movi-

miento sísmico. ATC-3 presenta recomendaciones para el diseño del refuerzo vertical y de los estribos de los pilotes. También debe hacerse notar que se necesitan varillas de refuerzo de conexión entre la cabeza del pilote y el cabezal.

REFERENCIAS.

AIJ (Architectural Institute of Japan) (1974). *Design Specification of Building Foundation and Commentary*, AIJ, Tokyo (in Japanese).

ATC-3 (Applied Technology Council) (1978). *Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings (ATC 3-06)*, Nat. Bur. Stand. Spec. Publ. 510, Washington.

Broms, B. B. (1964*a*). Lateral resistance of piles in cohesive soils, *J. Soil Mech. Found. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **90**(SM-2), 27–63.

——— (1964*b*). Lateral resistance of piles in cohesionless soils, *J. Soil Mech. Found. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **90**(SM-3), 123–156.

——— (1965). Design of laterally loaded piles, *J. Soil Mech. Found. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **91**(SM-3), 79–99.

Chang, Y. L. (1937). Discussion on "Lateral pile-loading tests" by Feagin, *Trans. Am. Soc. Civ. Eng.*, 272–278.

Ohsaki, Y. (1970). Effects of sand compaction on liquefaction during the Tokachi-Oki earthquake, *Soil Found.*, **10**(2), 112–128.

Seed, H. B. (1970). Soil problems and soil behavior, in R. L. Wiegel (ed.), *Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 227–251.

——— and I. M. Idriss (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential, *J. Soil Mech. Found. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **97**(SM-9), 1249–1273.

Whitman, R. V., and F. E. Richart (1967). Design procedures for dynamically loaded foundations, *J. Soil Mech. Found. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, **93**(SM-6), 169–191.

6

EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD Y REFORZAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS EXISTENTES

6.1 Evaluación de la seguridad sísmica

Hay una necesidad creciente de evaluar la seguridad sísmica de las estructuras de edificios, ya se hayan diseñado con reglamentos obsoletos o resultado dañados en temblores previos. Sin embargo, no se ha establecido todavía ningún procedimiento sistemático, debido a la corta historia de la investigación en esta materia.

Okada y otros llevaron a cabo uno de los más recientes estudios de evaluación (Okada y Bresler, 1976; Bresler, Okada, y cols, 1977; Blejwas y Bresler, 1979). Ellos desarrollaron un procedimiento para evaluar la seguridad sísmica en edificios de concreto reforzado de poca altura (hasta cinco pisos) y, en particular, edificios para escuelas. Con objeto de juzgar sistemáticamente y en poco tiempo la seguridad sísmica de muchas estructuras de edificios, su método utiliza varios niveles de tamizado. Primero, la seguridad de un edificio se estima mediante una técnica analítica sencilla. Sin un edificio no satisface el requerimiento de seguridad especificado, se analiza de nueva cuenta, esta vez con una técnica más rigurosa. Este procedimiento, llamado *tamizado*, se repite hasta que el edificio salva el requerimiento de seguridad. Al tornarse el análisis más riguroso, se relaja la magnitud del margen de seguridad establecido para el tamizado. La seguridad se define en términos de la reparabilidad siguiendo perturbaciones sísmicas de mediano tamaño, así como la ausencia de colapso durante las perturbaciones sísmicas destructivas

El procedimiento básico para el primer tamizado consiste en los siguientes cinco pasos:

1. *Modelado estructural.* Este paso incluye: *a*) verificación del sistema estructural (proyecto, secciones, detalles); *b*) verificación de la intensidad de las cargas; *c*) verificación de las propiedades de los materiales; y *d*) examen del método de diseño por medio de los planos, cálculos de diseño, especificaciones, registros de la construcción y la investigación del terreno.

2. *Modelado analítico.* Se supone que el comportamiento del primer piso controla la seguridad sísmica del edificio. Primero, cada uno de los pisos se simplifica a un sistema de una sola masa-resorte. Se consideran tres tipos de mecanismos de falla: flexión, cortante y flexión cortante. Se determinan las resistencias al agrietamiento de cortante, cortante último y de flexión última, de acuerdo con las propiedades del edificio original. Se usa un método simplificado para calcular estas resistencias, así como la frecuencia natural. Se calcula la respuesta del edificio mediante un análisis modal tomando en cuenta solamente al primer modo. En vez de llevar a cabo un análisis de historia en el tiempo, se usan los espectros de respuesta para evaluar el comportamiento con respecto a la resistencia y la ductilidad.

3. *Evaluación de la seguridad: resistencia.* Para este propósito se usan los espectros de respuesta lineales.

4. *Evaluación de la seguridad: ductilidad.* Para este propósito se usan los espectros de respuesta no lineales. Para la evaluación de la seguridad se proporciona una tabla (véase la Tabla 6-1).

Tabla 6-1 Matriz de criterios para juzgar la seguridad sísmica de los edificios de concreto reforzado (etapa del primer tamizado)

Mecanismo de falla	Temblor de 0.3 de g	Temblor de 0.45 de g
Del tipo de flexión (dúctil)	Factor de ductilidad μ* menor a 2.0	Factor de ductilidad μ menor de 4.0
Del tipo de cortante (frágil)	Etapa del agrietamiento de cortante	Antes de la etapa de falla de cortante†
Del tipo de cortante y flexión	Etapa del agrietamiento de cortante	Etapa de fluencia‡

*Factor de ductilidad = desplazamiento máximo/desplazamiento en la fluencia

†Se considera que la deformación de cortante en esta etapa es la mitad de la capacidad última de deformación ($\gamma_{ul} = 4 \times 10^{-3}$rad).

‡Se considera que el desplazamiento en esta etapa corresponde aproximadamente a un factor de ductilidad de 2.0 del tipo de flexión.

5. *Evaluación combinada de la seguridad.* Al combinar los resultados de la evaluación de la seguridad para la resistencia y la ductilidad, se hace un juicio final respecto a si el edificio es, en última instancia, seguro o no lo es. Si el juicio resulta positivo, el edificio se toma como seguro; si el juicio resulta negativo, se considera inseguro. Si el juicio es incierto (en un rango amplio) se requieren tamizados adicionales.

En el segundo tamizado se estima con más precisión el comportamiento estructural de conjunto de cada uno de los entrepisos y se lleva a cabo un análisis de respuesta no lineal de la historia en el tiempo. En el tercer tamizado, se adopta el análisis no lineal basado en la no linealidad de cada uno de los miembros.

Posteriormente, Okada revisó su procedimiento de evaluación, y este concepto revisado se adopta en la actual guía japonesa para la evaluación de la seguridad sísmica de las estructuras de edificios (JABDP, 1977*a*, 1977*b*; Aoyama, 1981). La guía japonesa presenta tres métodos de tamizado. Un tamizado con un orden mayor requiere una investigación más detallada y especializada para evaluar la seguridad sísmica. El rigor analítico se compensa mediante la magnitud del índice sísmico I_s, que se define como

$$I_s = E_0 G S_D T \tag{6-1}$$

donde E_0 = índice sísmico básico
G = índice geológico
S_d = índice de diseño estructural
T = índice del tiempo

Cada uno de los tres métodos de tamizado posee procedimientos particulares para calcular estos índices.

El índice G del sitio refleja las características del perfil del suelo del sitio. Cuando se tienen pocos datos disponibles, se supone igual a la unidad. El índice de diseño estructural, S_d, es un coeficiente que representa: 1) la irregularidad de un edificio en planta y en elevación; 2) la distribución de la rigidez de entrepiso en toda la altura del edificio; y 3) la distribución de la rigidez lateral entre los componentes resistentes a las cargas laterales en cada nivel de piso. De una matriz con una lista de confrontación, se selecciona un valor que varía desde 1.2 hasta 0.43. En el índice de tiempo T (de 1.0 a 1.5), se toman en cuenta los efectos a largo plazo, como la fluencia, la contracción, el hundimiento de la cimentación, el efecto del fuego, etc. El índice sísmico básico E_0

se determina como

$$E_0 = \phi CF \tag{6-2}$$

donde: ϕ_0 = índice de entrepiso
C = índice de resistencia
F = índice de ductilidad

La ecuación (6-2) indica que la capacidad para soportar cargas es función tanto de la resistencia como de la ductilidad. El índice F de ductilidad que se utiliza en el primer tamizado se lista en la tabla 6-2, en tanto que los índices para el segundo y tercer tamizado, mayores a los del primero, se clasifican con un mayor detalle. El índice C de resistencia es la capacidad para soportar cargas laterales del nivel de piso en consideración, dividido entre la masa total arriba de este nivel. Para calcular el índice de resistencia en cada uno de los tamizados, se usa un procedimiento diferente.

1. *Primer tamizado para C.* C se calcula a partir de las áreas de los muros y las columnas; esto es: sólo se verifica la capacidad al cortante. En este cálculo se ignoran las varillas de refuerzo de las columnas y los muros. Se considera que las vigas y las losas de piso tienen una adecuada rigidez y resistencia.
2. *Segundo tamizado para C.* Se calculan las resistencias para flexión y cortante de las columnas y los muros. Al igual que en el primer tamizado, se considera que las vigas y las losas de piso son rígidas y fuertes.
3. *Tercer tamizado para C.* Se calculan los momentos últimos de las columnas y las vigas, y se toma al menor de los dos como el momento máximo. Enseguida se distribuyen estos momentos nodales a los extremos de las vigas o las columnas de acuerdo con sus rigideces.

El índice de entrepiso toma en cuenta el nivel de piso en consideración y se determina con:

$$\phi = \frac{n + 1}{n + i} \tag{6-3}$$

Tabla 6-2 Índice de ductilidad para el primer tamizado

Miembro	F
Columna (altura/peralte > 2)	1.0
Columna corta (altura/peralte ≤ 2)	0.8
Muro	1.0

donde n = el número de entrepisos en el edificio, e i = el número del nivel de piso en consideración.

El capítulo 13 de ATC-3 estipula dos pasos para la evaluación del riesgo sísmico en los edificios existentes (ATC-3, 1978):

1. Evaluación cualitativa
2. Evaluación analítica

La evaluación cualitativa, que comprende el examen de los documentos de diseño y la inspección de campo, da por resultado una de las tres decisiones siguientes:

1. El edificio cumple con las disposiciones.
2. El edificio no cumple con las disposiciones.
3. No se puede determinar el cumplimiento mediante una evaluación cualitativa y se requiere una evaluación analítica.

Para llegar a una decisión, se consideran varias condiciones. Se introduce el coeficiente de capacidad r_c:

$$r_c = \frac{V_{as}}{V_{rs}} \tag{6-4}$$

donde V_{as} = capacidad a la fuerza cortante sísmica calculada para el edificio existente
V_{rs} = fuerza cortante sísmica que requeriría resistir el sistema existente para cumplir con los requisitos de las disposiciones para un edificio nuevo

Se especifican valores mínimos aceptables del coeficiente de capacidad. Si el coeficiente de capacidad de un edificio es menor al especificado, se deberá reforzar o demoler de inmediato. Si el coeficiente de capacidad es mayor a la unidad, el edificio se evalúa como seguro de conformidad con los reglamentos en vigor. Si el coeficiente de capacidad se encuentra entre el mínimo requerido y la unidad, hay que demoler el edificio o reforzarlo dentro de un periodo especificado.

6.2 Reparación y reforzamiento de edificios existentes

Todo edificio dañado por un sismo debe ser reparado de manera tal que se garantice lograr o exceder su nivel original de resistencia, de forma que sobreviva a los temblores futuros. El capítulo 14 de ATC-3

(1978) trata las técnicas de reparación de varios elementos estructurales, no estructurales y cimentaciones para las construcciones de acero, concreto reforzado, madera, concreto presforzado y mampostería. Los edificios reparados deben satisfacer los requerimientos del reglamento. La reparación puede resultar costosa. La decisión final de si reparar o no y, en tal caso, cómo reparar, necesita hacerse a la luz de la economía total.

Los muros de cortante, los marcos resistentes a momentos, los diafragmas horizontales y las conexiones son los más susceptibles al daño, y revelan patrones de falla comunes. Los métodos típicos de reparación y reforzamiento son:

1. Demoler los elementos dañados y reemplazarlos con nuevos
2. Engrosar, agrandar o reforzar elementos
3. Agregar nuevos muros de cortante, riostras verticales y columnas a la estructura
4. Convertir las conexiones de cortante en conexiones para resistir momentos
5. Reducir la masa de la estructura demoliendo los pisos superiores
6. Examinar las características dinámicas de la estructura reparada (reforzada)

La efectividad de tales métodos de reparación y reforzamiento se puede incrementar considerablemente mediante el uso de los documentos originales de diseño y de los registros de la construcción.

1. *Componentes de acero estructural.* Con objeto de verificar la resistencia del material y el grado de la soldadura en la estructura de un edificio, se acude a los reglamentos y las normas que se utilizaron en el diseño y construcción de la estructura. Por consiguiente puede ser necesario recurrir a reglamentos obsoletos que estaban en vigor cuando el edificio fue construido. Además, debe medirse la historia de la fatiga y la reducción en el área de la sección transversal provocada por la corrosión. Las pruebas no destructivas, incluyendo las de ultrasonido, radiográficas, partículas magnéticas y partículas magnéticas fluorescentes, también son efectivas en la inspección de los ensambles y miembros de acero. Además de dichas pruebas no destructivas, con frecuencia es necesario llevar a cabo pruebas en muestras del material cortado de los miembros.

La retroadaptación y reforzamiento de una estructura de acero se pueden lograr en una estructura de acero mediante diversos métodos que evitan modificar el sistema estructural:

a) Reemplaza los pernos y remaches existentes con pernos de alta tensión

b) Suelda las conexiones que no lo estaban

c) Reducir la longitud no soportada

d) Reemplazar miembros con otros de mayor resistencia

En algunos casos, es mejor modificar el sistema estructural; esto es: de madera a concreto reforzado o losas de piso de acero, o de riostras de acero a muros de cortante. Siempre que se adicionen nuevos componentes a la estructura, se deben distribuir de manera simétrica.

2. *Componentes de concreto reforzado.* Los documentos de diseño y los registros de la construcción son de lo más útil para verificar las propiedades del material y de los miembros estructurales de concreto reforzado. Debe determinarse la localización de las varillas de acero de refuerzo, si es necesario, mediante mediciones. Con frecuencia se usa como material de reparación: *a*) concreto lanzado (también llamado gunita); *b*) la resina epóxica se utiliza para reparar las grietas y cavidades en el concreto; y *c*) el mortero epóxico puede llenar grandes cavidades en forma más efectiva que la resina epóxica. Además de estos materiales están: *d*) concreto de yeso y cemento; *e*) concreto de cemento portland; *f*) mortero de cemento de fraguado rápido; y *g*) concreto de agregado precolocado. Todos se utilizan para trabajos de reparación.

Se emplean diversos métodos de reparación:

a) Si una abertura tiene 6 mm o menos, es conveniente el epóxico inyectado a presión.

b) Si las grietas son grandes o el concreto se encuentra completamente destrozado, ya no resulta adecuada la técnica de la inyección con epóxico y el concreto lanzado es más apropiado. Se pueden introducir varillas de refuerzo adicionales si puede suministrarse un anclaje adecuado. Las varillas de refuerzo dañadas pueden repararse mediante soldadura a tope, soldadura de traslape o empalmando. Si se requiere reforzar, debe tenerse cuidado de garantizar una adecuada distribución de las fuerzas en el sistema reforzado.

Los dos procedimientos típicos para el reforzamiento son:

a) Aumentar las áreas de las secciones transversales con varillas de acero principales y de confinamiento adicionales.

b) Engrosar los muros de cortante mediante la adición de una capa de concreto reforzado a sus superficies.

Se han hecho muchos estudios de las conexiones de concreto colocadas para reforzar estructuras existentes (Sugano, 1981; JABDP, 1977*b*; Kahn y Hanson, 1977; Higashi, Ohkubo, y Fujimata, 1977; Yokohama y Imai, 1980; Guangqian y Lian, 1981).

3. *Estructuras de concreto prefabricado y de concreto presforzado.* En las estructuras prefabricadas y presforzadas de concreto, los métodos de reparación y reforzamiento son esencialmente los mismos que para las estructuras de concreto reforzado. Las propiedades de los materiales y la intensidad del presfuerzo en los tendones y los torones se deben medir cuidadosamente.

4. *Madera.* Los métodos de análisis y de diseño para la reparación o reforzamiento de los miembros y marcos de madera existentes son idénticos a los de una construcción nueva. Inicialmente se investiga la calidad de los materiales y, de ser necesario, se reemplazan algunas partes. En algunos casos, es aconsejable incrementar la resistencia del edificio a las fuerzas sísmicas, mediante modificaciones al diseño.

5. *Mampostería.* En las estructuras de mampostería se deben inspeccionar los sistemas tanto de marcos como de mampostería, en las grietas y en las propiedades del material. El equipo de pruebas electromagnético puede medir la localización de las varillas de acero, en tanto que el equipo sónico es útil para verificar el desarrollo de las grietas. La reparación mediante el concreto lanzado es efectiva con empaque seco con una mezcla de cemento portland y agregados, o mediante la inyección de morteros y epóxicos. En los sistemas de mampostería el reforzamiento con presforzado es efectivo; mediante la liga de una malla de refuerzo repellándola a las superficies de mampostería; mediante la liga a las superficies de mampostería de un repellado de cemento reforzado con fibra de vidrio, o mediante la conexión a los componentes de mampostería por medio de pernos o anclajes, de riostras y elementos rigidizantes de metal u otro material.

En Japón, desde 1977 se ha hecho obligatoria una guía para la reparación y reforzamiento de los edificios existentes (JABDP, 1977*b*). El contenido de esta guía se resume enseguida.

El reforzamiento puede lograrse mediante el incremento de la capacidad de carga, de la ductilidad o de ambas.

1. *Incremento de la resistencia.* Este método se usa con mayor frecuencia cuando la estructura de un edificio tiene una resistencia insuficiente y no es posible mejorar su ductilidad.

a) Muros aleros sujetos a las columnas y a los muros de cortante. (Véase Fig. 6-1.) Los muros de alero se pueden construir en el sitio,

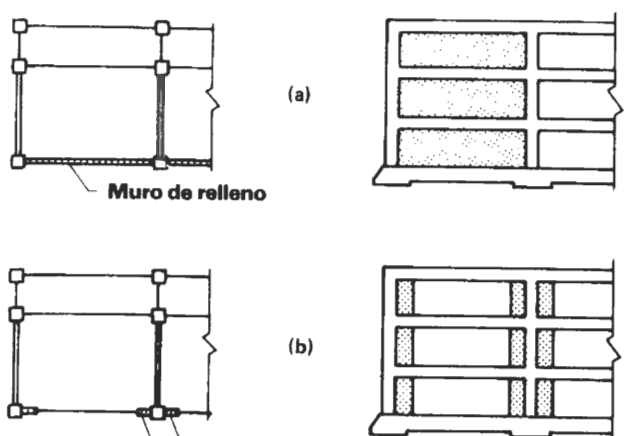


Figura 6-1 Reforzamiento mediante la colocación de muros. (*a*) Muros de relleno. (*b*) Muros de alero. [*De S. Sugano, Seismic strengthening of existing reinforced concrete buildings in Japan,* Bull. N.Z. Nat. Soc. Earthquake Eng., 14(4), 209-222].

aun cuando también pueden utilizarse los tableros prefabricados. En cualquier caso, debe resultar efectiva la conexión con las columnas o muros existentes, la que puede lograrse por medio de clavijas de cortante, placas de anclaje y pegamentos químicos.

b) Arriostramientos de acero. Los arriostramientos de acero constituyen un sistema efectivo de reforzamiento, ya que tan sólo agregan un peso mínimo a la estructura original. Se conservan aberturas importantes, aun después de introducir las riostras. Al igual que en el reforzamiento con muros laterales, debe tenerse cuidado de conectar las riostras a los marcos.

c) Contrafuertes. Los contrafuertes son adecuados para el reforzamiento si existe espacio disponible en el exterior del edificio.

2. *Incremento de la ductilidad.* Si es insuficiente la resistencia de la estructura de un edificio y no es factible el reforzamiento; por ejemplo, con riostras y muros laterales, una alternativa es el incremento de la ductilidad. Por ejemplo, la falla frágil al cortante de las columnas puede cambiarse a una falla dúctil de flexión mediante el arreglo del refuerzo para cortante en dichas columnas. Los diversos procedimientos típicos son:

a) Rodear con placas de acero a una columna frágil, dejando un espacio entre la superficie de la columna y estas placas, y posteriormente llenar el espacio con mortero (Fig. 6-2a).

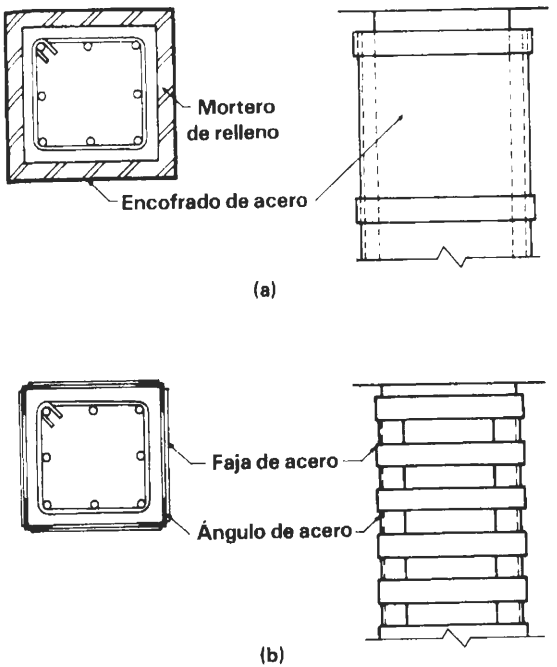


Figura 6-2 Detalle del reforzamiento de columnas. (*a*) Mediante encofrado en acero. (*b*) Mediante fajas y ángulos de acero. [*De S. Sugano, Seismic strengthening of existing reinforced concrete buildings in Japan,* Bull. N.Z. Nat. Soc. Earthquake Eng., 14(4), 209-222].

b) Colocar ángulos de acero en las esquinas de la columna y conectarlos por medio de placas de liga (Fig. 6-2b).

c) Rodear a la columna con una malla de metal soldado y colocar concreto o mortero sobre la malla.

d) *Incremento de la resistencia y la ductilidad.* La estructura de un edificio puede tener una discontinuidad en la rigidez de entrepiso. Como ejemplo típico, el primer piso puede tener pilastras; los superiores, muros de cortante rígidos. En este caso, la continuidad de la rigidez se puede obtener rigidizando el primer piso con muros de cortante.

REFERENCIAS

Aoyama, H. (1981). A method for the evaluation of the seismic capacity of existing reinforced concrete building in Japan, *Bull. N.Z. Nat. Soc. Earthquake Eng.*, **14**(3), 105–130.

ATC-3 (Applied Technology Council) (1978). *Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings (ATC 3-06)*, Nat. Bur. Stand. Spec. Publ. 510, Washington.

Blejwas, T., and B. Bresler (1979). *Damageability in Existing Buildings*, Rep. EERC 78-12, Earthquake Eng. Res. Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.

Bresler, B., T. Okada, D. Zisling, and V. V. Bertero (1977). *Developing Methodologies for Evaluating the Earthquake Safety of Existing Buildings*, Rep. EERC-77-06, Earthquake Eng. Res. Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.

Guangqian, H., and W. Lian (1981). On aseismic strengthening of existing reinforced concrete frames. *Proc. U.S./PRC Workshop Seismic Anal. Des. Reinf. Concr. Struct.*, Ann Arbor, Mich., 215–226.

Higashi, Y., T. Endo, M. Ohkubo, and Y. Shimizu (1980). Experimental study on strengthening reinforced concrete structure by adding shear wall, *Proc. Seventh World Conf. Earthquake Eng.*, Istanbul, **7**, 173–180.

———, M. Ohkubo, and K. Fujimata (1977). Behavior of reinforced concrete columns and frames strengthened by adding precast concrete walls, *Proc. Sixth World Conf. Earthquake Eng.*, New Delhi, **3**, 2505–2510.

JABDP (1977*a*). *Standard for Seismic Capacity Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings*, Japan Association for Building Disaster Prevention, Tokyo (in Japanese).

——— (1977*b*). *Design Guidelines for Aseismic Retrofitting of Existing Reinforced Concrete Buildings*, Japan Association for Building Disaster Prevention, Tokyo (in Japanese).

Kahn, L. F., and R. D. Hanson (1977). Reinforced concrete shear walls for aseismic strengthening. *Proc. Sixth World Conf. Earthquake Eng.*, New Delhi, **3**, 2499–2504.

Okada, T., and B. Bresler (1976). *Strength and Ductility Evaluation of Existing Low-Rise Reinforced Concrete Buildings—Screening Method*, Rep. EERC-76-1, Earthquake Eng. Res. Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.

Sugano, S. (1981). Seismic strengthening of existing reinforced concrete buildings in Japan, *Bull. N.Z. Nat. Soc. Earthquake Eng.*, **14**(4); 209–222.

Yokoyama, M., and H. Imai (1980). Earthquake damage at Izumi High School in 1978 Miyagiken-Oki earthquake and methods of repair and strengthening, *Proc. Seventh World Conf. Earthquake Eng., Istanbul*, **4**, 81–88.

7

LECCIONES APRENDIDAS DE SISMOS RECIENTES EN HISPANOAMÉRICA

7.1 Reflexiones sobre este tema

El diseño sismorresistente de edificios, si bien ha dado excelentes resultados con la tecnología conocida hasta la fecha, está un tanto alejado de ser un arte cabalmente dominado. Quienes estamos involucrados en el estudio, diseño y enseñanza de esta área tan especializada de la ingeniería, nos enfrentamos a casos nuevos y experiencias recientes de sismos intensos que ocurren en regiones densamente pobladas, con características diferentes a las esperadas y que, como consecuencia, causan daños a las construcciones y pérdidas de vida que nuestra tecnología no ha podido evitar.

Reza un viejo refrán... "Nadie ha visto jamás la creciente más grande ni el sismo más intenso..." y en realidad la verdad y certeza del mismo hiere nuestro orgullo científico y nos hace reconocer que existen aún ignorancias amplias y limitaciones contundentes de nuestro conocimiento en el área de la Ingeniería Sísmica, y en todas las derivaciones de la Ingeniería que se encargan de la construcción de obras civiles perdurables y útiles al ser humano y la sociedad a quien servimos.

Por lo anterior, consideramos de utilidad para el lector analizar algunas de las características de los principales sismos que en fecha reciente han afectado más nuestras regiones, analizando someramente sus peculiaridades y estudiando sus efectos, con el objeto de señalar, como ellos lo hicieron con tal dramatismo, algunas de nuestras deficiencias en el conocimiento del diseño sismorresistente de edificios, y del mismo modo, para consolidar las prácticas constructivas que demostraron ser exitosas en la difícil tarea de salvar vidas y bienes de los fenómenos sísmicos.

7.2 Chile, el sismo del 3 de marzo de 1985

El domingo 3 de marzo de 1985 a las 19 horas 47 minutos 6.9 segundos, ocurrió un terremoto de magnitud de Richter 7.8 con epicentro entre Valparaíso y Algarrobo, a unos 20 kilómetros de la costa y a unos 15 kilómetros de profundidad. Este terremoto, de características moderadas a fuertes, es el terremoto más destructivo que ha afectado la zona central de Chile en este siglo, con la excepción del terremoto de Valparaíso del 16 de agosto de 1906. Véase figura 7-1.

El terremoto del 3 de marzo proporcionó una información sin precedentes, de gran importancia para zonas sísmicas. Por primera vez un conjunto de instrumentos modernos estaban instalados en el terreno, permitiendo registrar un terremoto de magnitud de Richter 7.8 (Fig. 7.2).

Treinta y cinco acelerógrafos midieron el terremoto del 3 de marzo. Los registros obtenidos se emplearán para mejorar el diseño de edificios, en especial la componente N10°E de la estación Llolleo con 0.669 g. Esta componente tiene requerimientos de ductilidad superiores a la componente NS del registro de El Centro 1940, empleado tradicionalmente en la ingeniería sísmica mundial por su elevada exigencia al diseño estructural (Fig. 3).

La importancia adicional a escala mundial de la instrumentación que operó durante el terremoto es que estaba ubicada en una zona de gran cantidad de edificios modernos de baja y mediana altura, construidos según prácticas de diseño de concreto reforzado alemanas y estadounidenses. Ello permitirá relacionar el daño observado con los registros y mejorar el diseño en el futuro, comparando sobre bases más racionales las características de los terremotos subductivos que ocurren en Chile con los de otras regiones del mundo.

La magnitud de las aceleraciones horizontales fue particularmente alta en la costa; sin embargo, sus valores corresponden a los esperados para los terremotos de subducción que se presentan en Chile. En cambio, las aceleraciones máximas verticales fueron extraordinariamente altas, en particular en Llolleo donde se registró 0.852 g. (Ref. 1) (Figs. 7-4 y 7-5).

Ante efectos tan altos, puede considerarse sin duda que el comportamiento sísmico de las edificaciones modernas afectadas por el terremoto fue bastante satisfactorio. Las fallas se concentraron en tipos de construcciones bien específicas y en particular en generaciones de ellas.

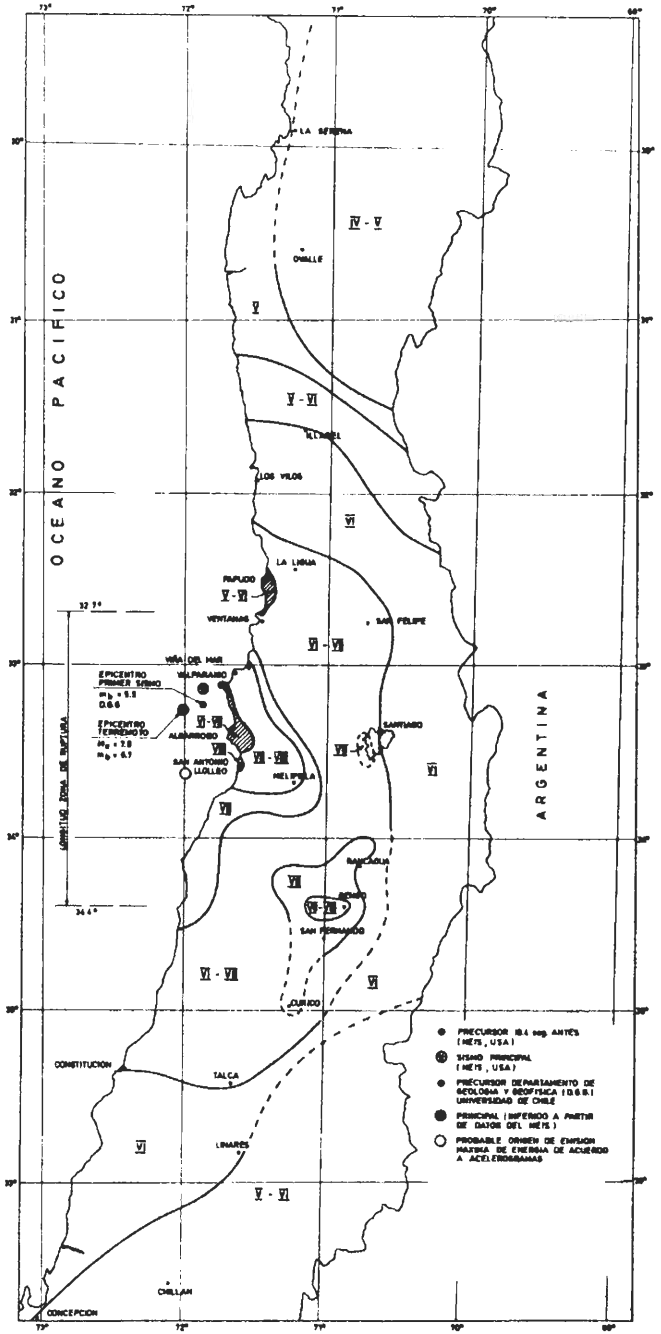


Figura 7-1 Isosismas del terremoto del 3 de Marzo de 1985.

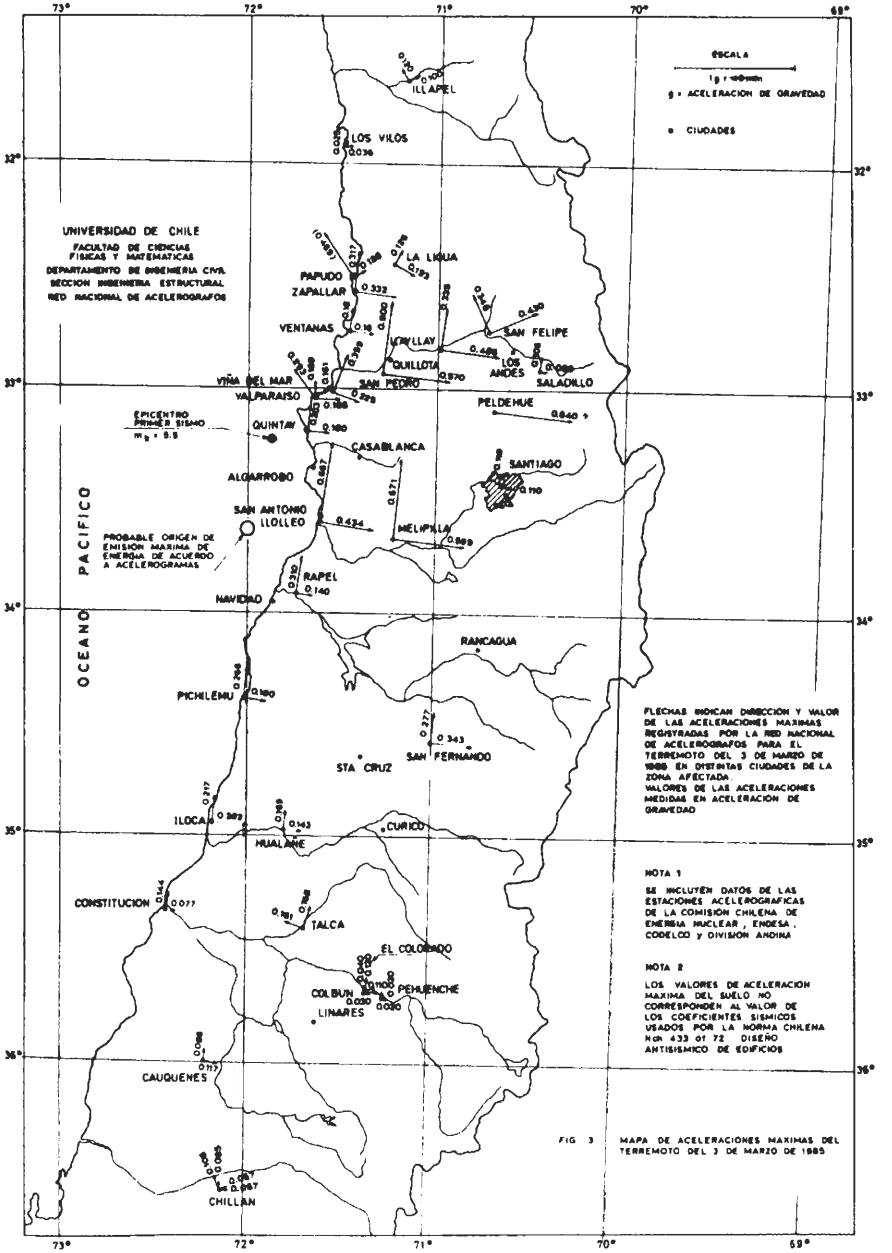


Figura 7-2 Mapa de aceleraciones máximas del terremoto del 3 de Marzo de 1985.

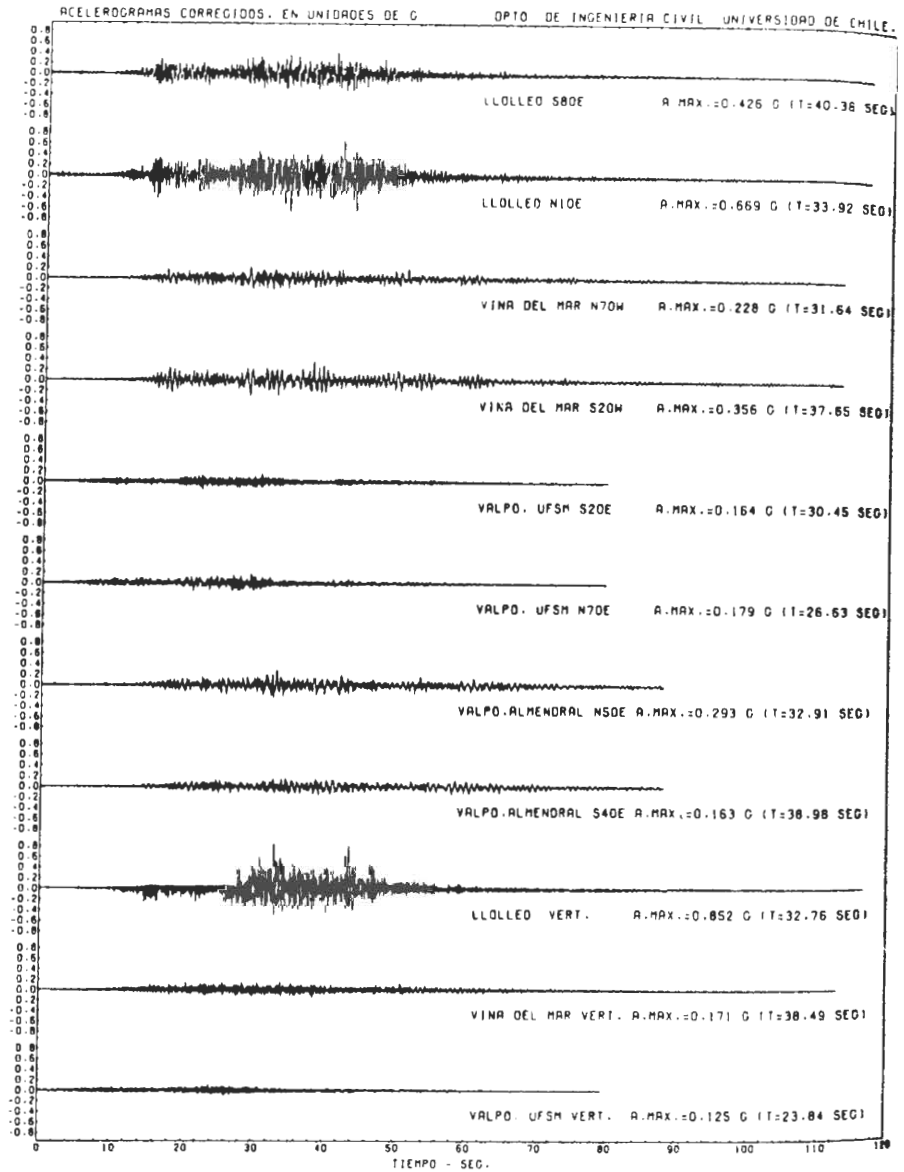

ACELEROGRAMAS CORREGIDOS. EN UNIDADES DE G
DPTO DE INGENIERIA CIVIL UNIVERSIDAD DE CHILE.
LLOLLEO S80E A.MAX.=0.426 G (T=40.38 SEG)
LLOLLEO N10E A.MAX.=0.669 G (T=33.92 SEG)
VINA DEL MAR N70W A.MAX.=0.228 G (T=31.64 SEG)
VINA DEL MAR S20W A.MAX.=0.356 G (T=37.65 SEG)
VALPO. UFSM S20E A.MAX.=0.164 G (T=30.45 SEG)
VALPO. UFSM N70E A.MAX.=0.179 G (T=26.63 SEG)
VALPO.ALMENDRAL N50E A.MAX.=0.293 G (T=32.91 SEG)
VALPO.ALMENDRAL S40E A.MAX.=0.163 G (T=38.98 SEG)
LLOLLEO VERT. A.MAX.=0.852 G (T=32.76 SEG)
VINA DEL MAR VERT. A.MAX.=0.171 G (T=38.49 SEG)
VALPO. UFSM VERT. A.MAX.=0.125 G (T=23.84 SEG)
TIEMPO - SEG.

Figura 7-3 Sismo del 3 de Marzo de 1985, M_s = 7.8. Registros de aceleración.

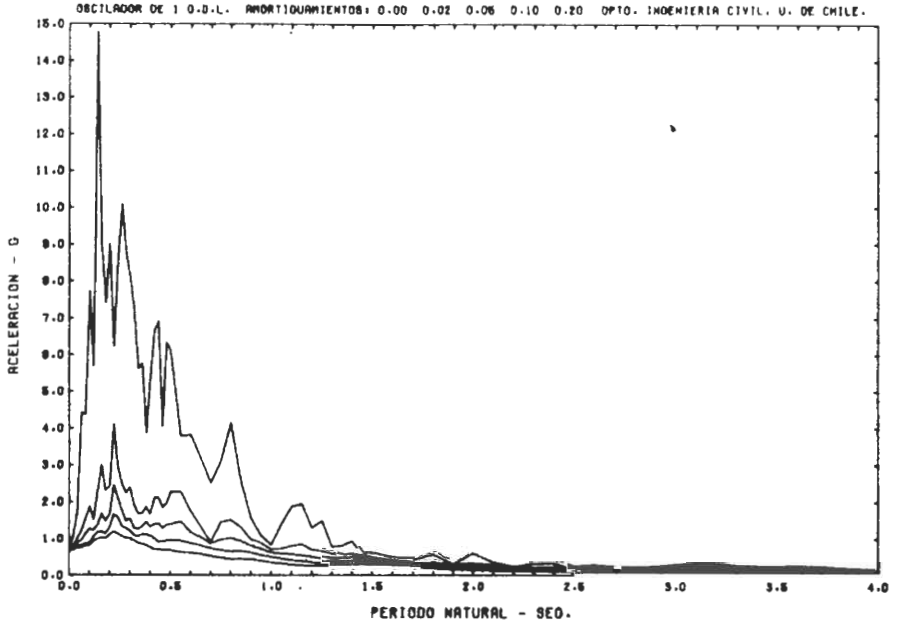

OSCILADOR DE 1 G.D.L. AMORTIGUAMIENTOS: 0.00 0.02 0.05 0.10 0.20 DPTO. INGENIERIA CIVIL, U. DE CHILE.
ACELERACION - G
PERIODO NATURAL - SEG.

Figura 7-4 Espectro de respuesta de aceleración absoluta, sismo 3 de Marzo de 1985. Llolleo N10E.

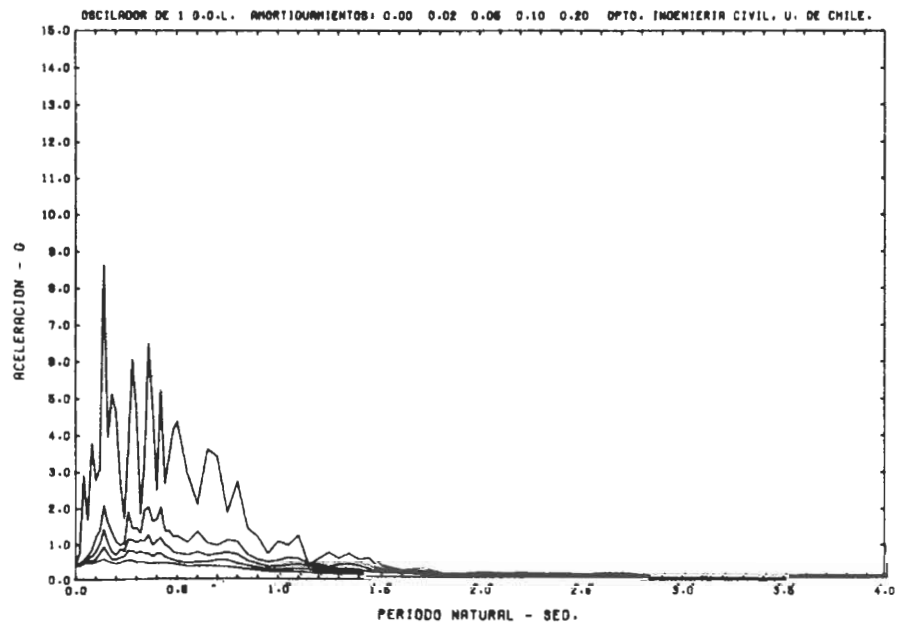

OSCILADOR DE 1 G.D.L. AMORTIGUAMIENTOS: 0.00 0.02 0.05 0.10 0.20 DPTO. INGENIERIA CIVIL, U. DE CHILE.
ACELERACION - G
PERIODO NATURAL - SEG.

Figura 7-5 Espectro de respuesta de aceleración absoluta, sismo 3 de Marzo de 1985. Llolleo S80E.

En este sentido el nivel de diseño sísmico nacional en Chile, en opinión de las misiones extranjeras que inspeccionaron los daños, puede considerarse como satisfactorio (Refs. 2, 3, 4). En particular, el examen y calibración de la Norma Chilena NCh 433 "Diseño Antisísmico de Edificios" (Ref. 5), fue exitoso en lo que se relaciona con evitar el colapso de estructuras.

El reducido porcentaje de edificaciones modernas dañadas en la zona epicentral respalda el resultado de dicha norma, la cual muestra a la luz de la experiencia en otros lugares del mundo, estar adecuadamente calibrada para la práctica del diseño y construcción de ese país.

7.2.1 Conclusiones preliminares

Las lecciones aprendidas en este terremoto producirán mejoramientos y modernizaciones de la norma, los cuales deberán efectuarse dentro de un marco de equilibrio entre costo y seguridad sísmica. Podrían resumirse las conclusiones y lecciones más importantes derivadas de este sismo en los siguientes puntos.

1. El sismo y sus réplicas fueron bien documentadas tanto por una red efectiva de instrumentos de medición que grabaron las aceleraciones elevadas y los movimientos largos en duración de las sacudidas más importantes, como por una red de sismógrafos muy sensibles que permitieron la localización precisa de sus hipocentros.

2. Las fallas relacionadas con el terreno, en particular las que se presentaron en San Antonio y las que se relacionaron con los efectos de licuación de suelos en las instalaciones portuarias y en las cortinas de las presas, recalcan una vez más la importancia de las fallas del terreno y sus consecuencias por demás costosas.

3. Se pudo comprobar que las edificaciones de concreto reforzado a base de muros de cortante se comportaron bien en el terremoto chileno. Una buena cantidad de este tipo de edificaciones ubicadas en la zona de los movimientos más severos presentó daños que van desde los insignificantes hasta reparables. Esta experiencia confirma que las estructuras rígidas, no obstante que reciben fuerzas laterales mayores, se comportan bien en los temblores intensos y protegen sus contenidos de daños excesivos y costosos.

4. Se pudieron observar muchas lecciones de carácter estructural en este terremoto, como la importancia de tener juntas de construcción bien ubicadas, bien ejecutadas y con suficiente refuerzo como para permitir que los elementos en movimiento no las destruyan localmente.

5. El efecto de resonancia de las estructuras con el suelo se observó particularmente en el desarrollo habitacional del Canal Beagle. Estos ejemplos de evidente resonancia con el suelo del lugar, combinados con el mismo efecto de las estructuras con el suelo observado en los mantos profundos de arcillas en el terremoto de México de septiembre 19 de 1985, dan evidencias claras y contundentes de que resulta fundamental considerar, para el diseño sismorresistente de las estructuras, las condiciones del suelo donde se ubicarán.

6. Por lo general, las instalaciones y edificios industriales se comportaron bien durante el terremoto chileno, con excepción de algunas fallas de contenedores líquidos y tanques, así como en los casos de fallas de conducciones por tubos, los cuales presentaron fallas locales que interrumpieron los servicios que conducían. En el caso de la transmisión de energía eléctrica, se observa una vez más que deben proveerse suficientes fusibles protectores de los circuitos eléctricos para evitar que éstos sean dañados en otras formas durante un terremoto.

7. El comportamiento de los puentes y carreteras fue bueno, aunque se observaron fallas que vuelven a subrayar la necesidad de desarrollar detalles estructurales y geotécnicos, así como la importancia de proveer estas instalaciones con un mantenimiento preventivo adecuado que evite fallas inesperadas.

8. Algunas de las líneas vitales y servicios esenciales se comportaron bien mientras que otras se comportaron en forma regular. Las líneas de alimentación eléctrica por lo general se comportaron bien, demostrando que las plantas generadoras bien diseñadas sobreviven a este tipo de catástrofes. Lo mismo se puede decir de las torres de transmisión, cuyo alto grado de redundancia permite absorber fallas locales reparables con rapidez y facilidad. Las líneas de distribución de agua, con su elevada cantidad de líneas subterráneas (sujetas también a corrosión) resultaron más vulnerables por estar enterradas y sometidas a fallas locales del terreno y a movimientos relativos del mismo.

9. Al igual que en el sismo de México, resultó sorprendente encontrar que el número de muertos y heridos fue sustancialmente bajo considerando la intensidad del movimiento y la densidad de los centros de población; sin embargo, un buen número de hospitales y clínicas tuvo que interrumpir sus servicios debido a daños estructurales graves, a daños no estructurales, a daños en sus sistemas vitales o a ambos.

El pronto restablecimiento de las operaciones en muchos de los casos redujeron las consecuencias de una falta de camas disponibles en los hospitales; pero hubo un impacto en el proporcionamiento de los servicios médicos en lo que se desarrolla la reconstrucción total de los centros dañados.

10. El macrosismo afectó en forma más intensa las habitaciones e instalaciones de las clases media y trabajadora, la mayoría de las cuales había pasado de la modesta casa con bastidores y estructuras de madera a las casas hechas con mampostería no reforzada o adobe. Estas últimas resultaron más vulnerables que las primeras y muchas fueron destruidas. La atención inicial del gobierno chileno a la reparación de las obras de infraestructura en lugar de proveer un alivio y asistencia a las personas que se quedaron sin habitación, agravó considerablemente el impacto recibido por este sector de la población.

Las referencias 6, 7 y 8 tienen una reseña detallada de los efectos que las estructuras recibieron en distintas localidades de Chile durante el terremoto del 3 de marzo de 1985, los aspectos geosísmicos de los mismos, así como información detallada sobre tales acontecimientos. Queda fuera de los propósitos de este capítulo abundar en este tema.

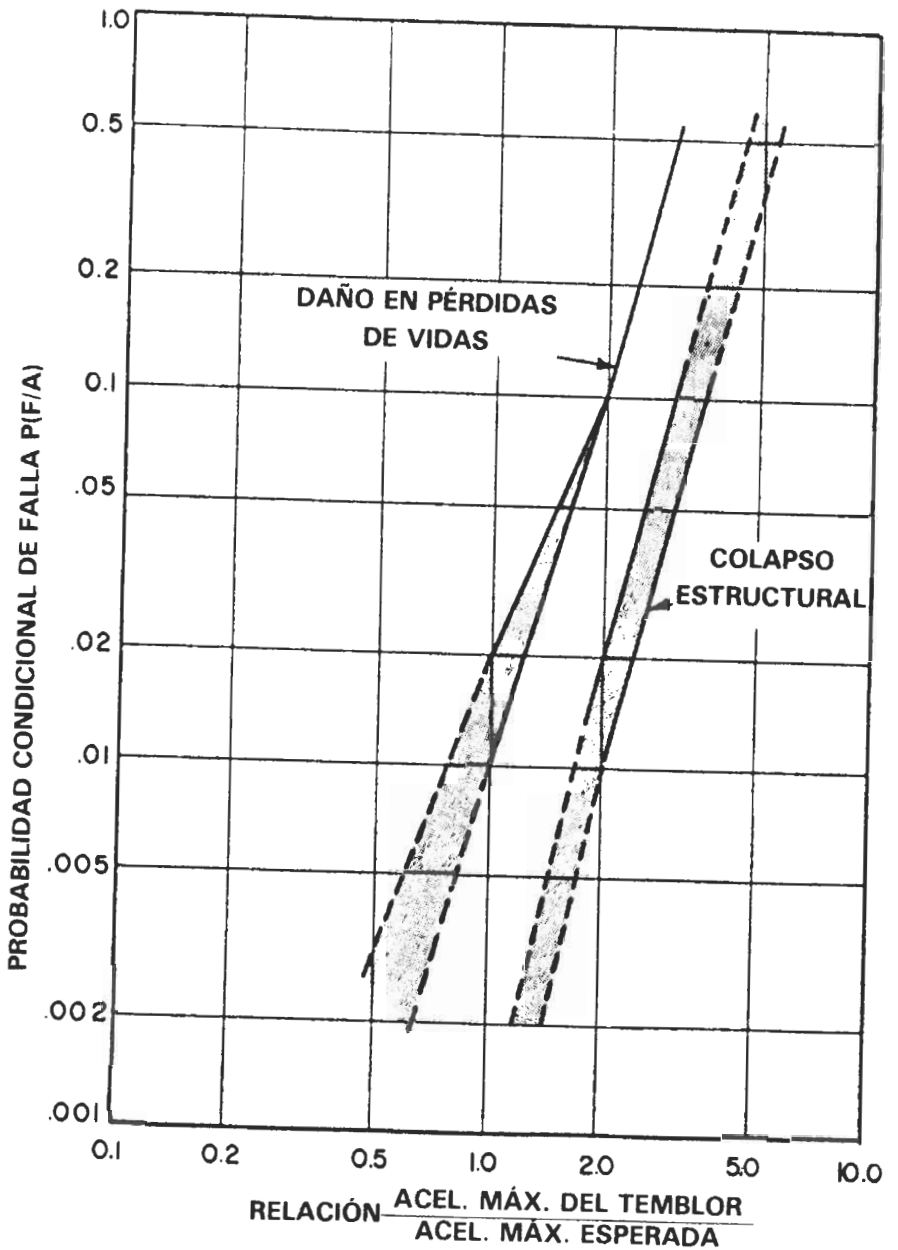
7.3 México, experiencias de los sismos de 1985

7.3.1 Introducción

Los macrosismos de septiembre de 1985 en México fueron, por sus características, únicos en el mundo. Nunca se habían presentado aceleraciones tan altas en un lugar distante 430 km de la zona epicentral, amplificando considerablemente las del lugar de su origen; tampoco se habían presentado valores máximos en un número tan alto de impulsos, a ritmos tan regulares y por un tiempo tan prolongado.

Los estragos de estos sismos en zonas de alta densidad de población como la Ciudad de México fueron importantes porque las aceleraciones registradas fueron muy superiores a las de sismos anteriores y, por ende, las solicitaciones y esfuerzos a que se vieron sometidas algunas edificaciones resultaron considerablemente por encima de los máximos esperados (para los cuales fueron diseñadas según lo establecían los Reglamentos y Normas de Construcción vigentes hasta entonces). Además del comportamiento poco conocido hasta entonces del terreno blando, con pérdidas repentinas de resistencia que produjeron importantes faltas de sustentación basal en buen número de edificaciones, lo cual propició su colapso o daño grave.

Las cifras de los levantamientos realizados para cuantificar los daños (Refs. 9 a 12), muestran que más de 20 000 personas perdieron la vida o desaparecieron y cerca de 100 000 quedaron sin hogar. Aproximadamente 330 edificaciones de más de tres niveles fueron destruidas o resultaron gravemente dañadas y poco más de 5000 sufrieron daños diversos.



PROBABILIDAD DE FALLA COMO FUNCIÓN DEL SISMO REAL RELATIVO AL SISMO ESPERADO (DE DISEÑO)

Figura 7-6

Si bien las cifras anteriores son altas, representan porcentajes pequeños en el gran entorno de la Ciudad de México, con sus 20 millones de habitantes y poco más de un millón de edificaciones.

Por otra parte, estas cifras quedaron muy por debajo de los límites inferiores del orden de daños esperado en una ciudad altamente poblada, para la intensidad con que se sintieron los sismos de septiembre de 1985, según los estudios de estimación de daños realizados por importantes organismos internacionales especializados (Ref. 13), lo cual en cierta forma habla en bien de la calidad de las construcciones en general, en la Ciudad de México (Fig. 7-6).

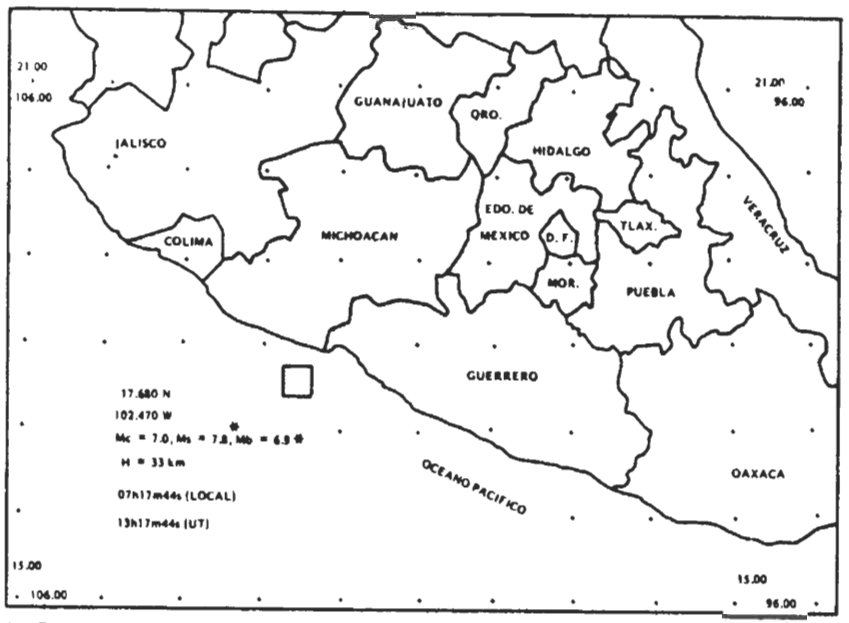
Por otro lado, estos sismos han dado a los técnicos del mundo la invaluable oportunidad de calibrar sus conocimientos y tecnología, valorar sus limitaciones y reconocer sus ignorancias.

Cada sismo importante pone de manifiesto lo anterior en mayor o menor grado. Los recientes sismos de Chile, en marzo de 1985 y de México en septiembre del mismo año, han dejado en sus habitantes enormes e imborrables huellas, de cuyas experiencias la comunidad tecnológica latinoamericana sabrá sacar provecho, en bien de nuestra sociedad.

7.3.2 Los sismos de septiembre de 1985

A las 7:00 h 19 min 44 seg del 19 de septiembre de 1985, ocurrió la reactivación de la brecha de Michoacán mediante dos deslizamientos violentos de la placa de cocos debajo de la placa continental, separados entre sí 26 segundos, desencadenando series de ondas que viajaron a través de la roca hacia la Ciudad de México a velocidades de 3.3 km/seg arribando a su zona lacustre, en donde perdieron velocidad (0.8 km/seg). Dicha velocidad cambió a enormes cantidades de energía que al liberarse provocaron movimientos importantes del terreno, a ritmos que en algunas zonas coincidieron con el de buena parte de las construcciones, causándoles daños graves y hasta su colapso (Figs. 7-7 a 7-10).

En efecto, la arcilla lacustre que subyace en una amplia zona de la ciudad tiene espesores variables, en función de los cuales se presentó el ritmo de las oscilaciones por el sismo, ritmo que hizo oscilar a su vez a los edificios construidos en esa área. Cuando el ritmo de la oscilación natural de un edificio, conocido como su *periodo fundamental*, coincidió con el ritmo al que oscilaba el subsuelo, se presentaron amplificaciones importantes en las aceleraciones que recibía el edificio del subsuelo, en lo que se denomina *resonancia dinámica*. Esto llegó a producir fuerzas sísmicas muy superiores para las cuales se habían calculado.



* Datos del National Earthquake Information Service. Paul Bodin, comunicación personal.

Figura 7-7 Localización preliminar del epicentro del sismo del 19 de septiembre de 1985, y principales datos sismológicos (todos sujetos a revisión).

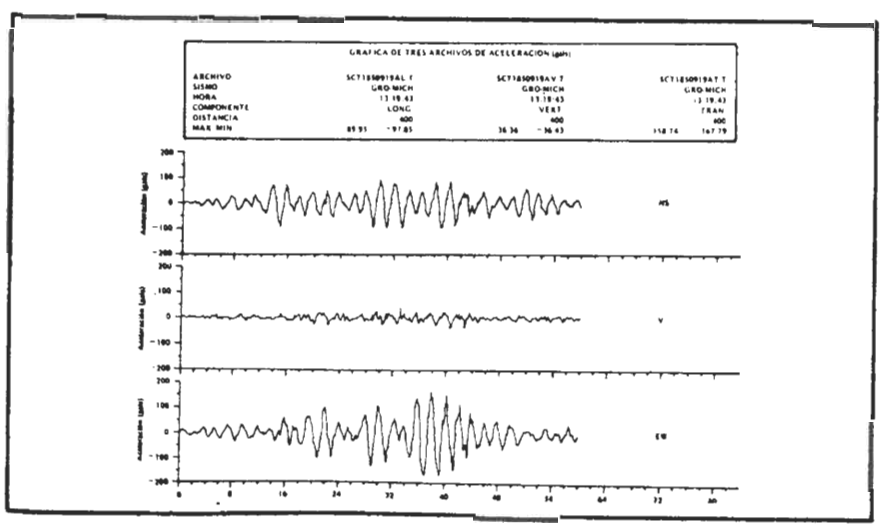


Figura 7-8 Acelerograma del sismo del 19 de septiembre de 1985, obtenido cerca del laboratorio de resistencia de materiales de la SCT, en Xola y Av. Universidad, en la Ciudad de México. (Según informe IPS-108 del Instituto de Ingeniería de la UNAM.)

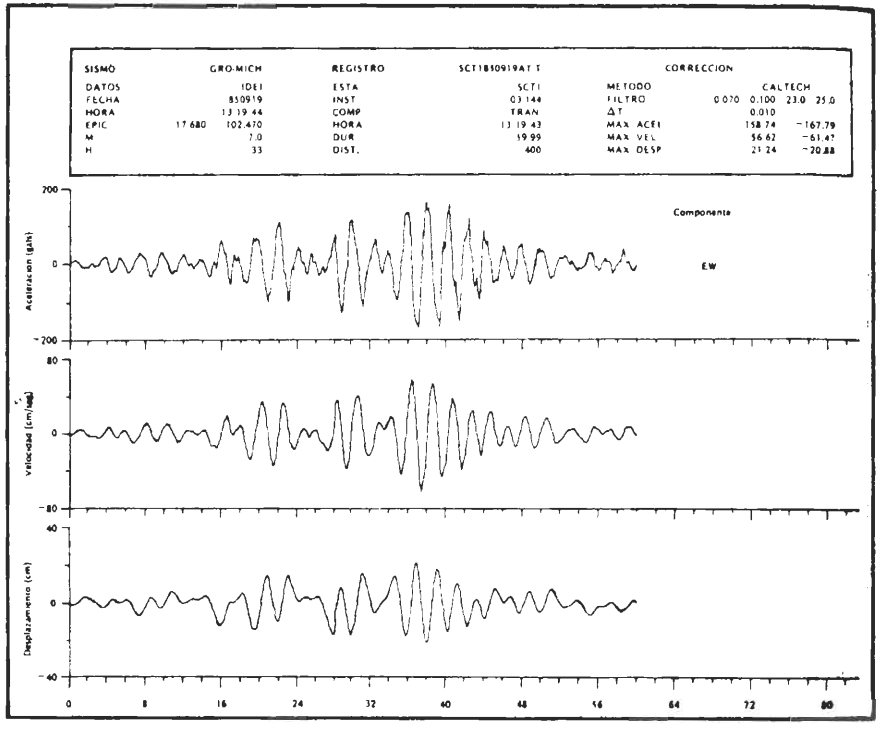


Figura 7-9 Aceleración, velocidad y desplazamiento de la componente EW del sismo del 19 de septiembre de 1985 en el Centro SCOP. (Según informe IPS-10B del Instituto de Ingeniería de la UNAM.)

De los numerosos informes emitidos a la fecha, que tratan con amplitud los aspectos estadísticos, se considera útil reproducir partes de la referencia 14, que a continuación se resume con la autorización de sus autores. La evaluación del informe se limita a los aspectos estructurales, ya que los problemas del suelo y de las cimentaciones que influyeron en el comportamiento estructural y en los daños de las edificaciones se tratan marginalmente.

7.3.3 Procedimientos de evaluación

Se llevó a cabo un levantamiento dividiendo el área de la ciudad en donde se tenían noticias de daños en 17 zonas (Fig. 7-11). Estas zonas fueron recorridas por brigadas que revisaron los edificios con evidencia de daños; para cada caso se llenó una hoja de evaluación como la que se reproduce en el apéndice A. En la mayoría de los casos no fue posible obtener toda la información solicitada en dicha hoja y sólo se ano-

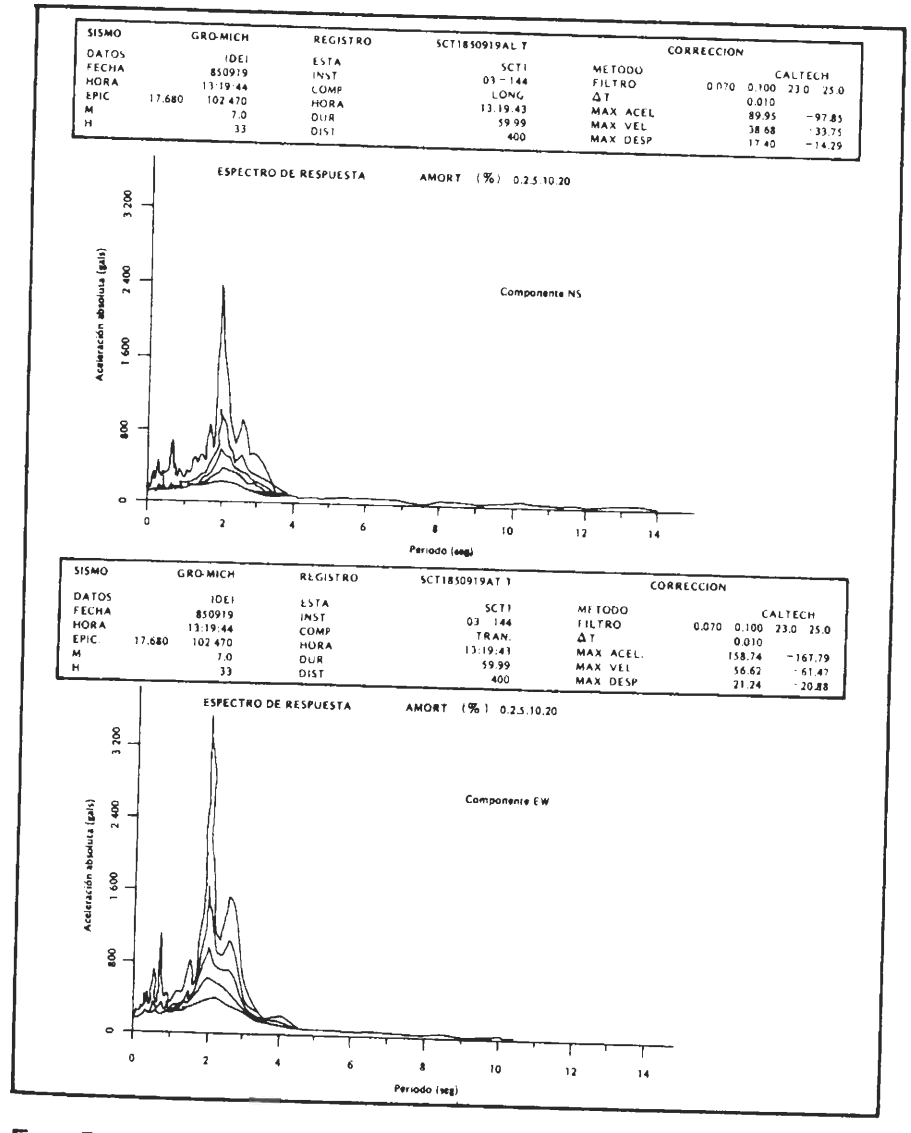


Figura 7-10 Espectros de respuesta de aceleración absoluta. Acelerograma SCT del 19 de septiembre de 1985, componentes NS y EW. (Según informe IPS-10B del Instituto de Ingeniería de la UNAM.)

taron algunos datos esenciales relativos a la ubicación y características de la construcción y al tipo de daño. Se obtuvo además evidencia fotográfica de cada caso. Se distinguieron los siguientes niveles de daño:

1. Colapso total o parcial: se incluye un número no despreciable de daños inducidos por la falla de un edificio adyacente; la información

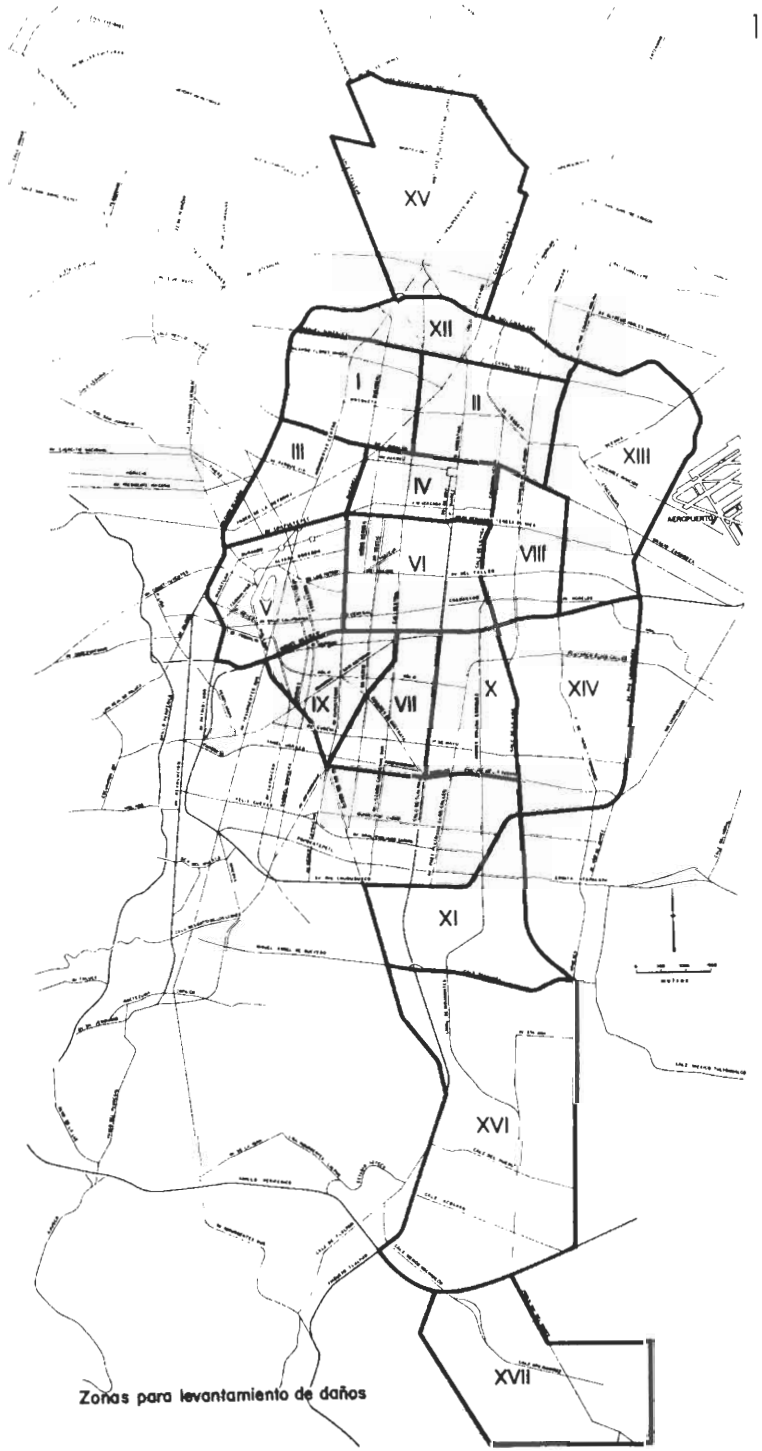


Figura 7-11

recopilada al respecto puede considerarse prácticamente completa en lo relativo a los edificios de varios pisos; pero no se evaluaron en forma individual y tampoco se incluye en las estadísticas un buen número de fallas en construcciones pequeñas muy deterioradas, por lo general de materiales pobres.

2. Daño grave: incluye edificios con fallas en columnas, con distorsiones importantes en los entrepisos e inclinaciones graves. La estadística relativa a los edificios también puede considerarse completa, ya que el daño pudo detectarse desde el exterior.

3. Daño estructural intermedio: incluye fallas locales en columnas y vigas que representan una pérdida significativa de capacidad de los elementos. La estadística para este nivel de daño y el siguiente incluye sólo una pequeña fracción de los casos reales, ya que frecuentemente este tipo de daño no es detectable desde el exterior y puede pasar desapercibido.

4. Daños menores: incluye agrietamientos de abertura pequeña y daños locales.

En cada caso se trató de identificar algunos aspectos estructurales que pudieran ser causa parcial o principal del daño, como torsiones o irregularidades importantes, defectos de estructuración o de detallado de refuerzo y comportamiento inadecuado de cimentación.

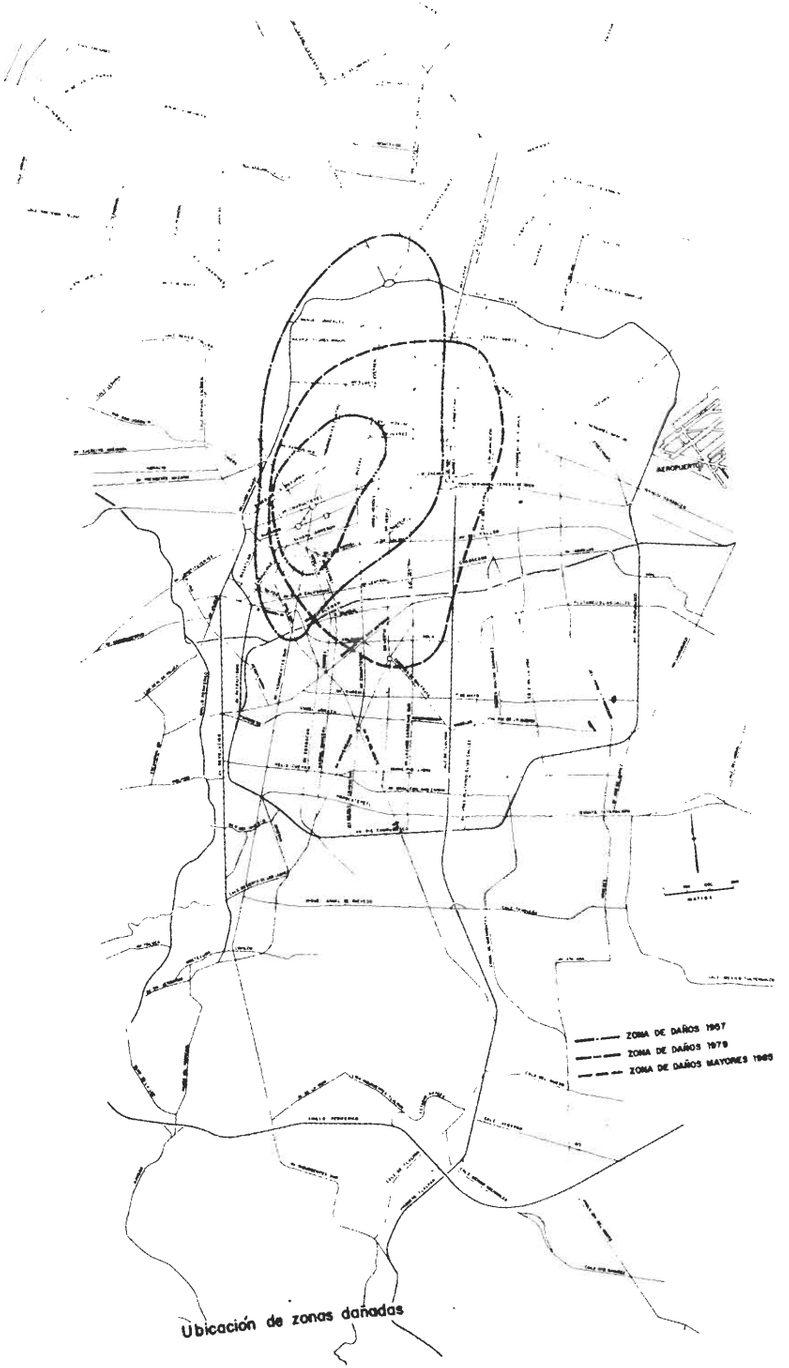
7.3.4 Zonificación del daño

Para localizar las áreas de mayor densidad de daño se ubicaron en un mapa los casos de daños de nivel 1 y 2 (colapso o daño grave), que son los más confiables. En función de estos datos se definió una zona de alta densidad de daño con una superficie de aproximadamente 27 km^2 (Fig. 7-12).

Es interesante comparar la zona más dañada en esta ocasión con las correspondientes a los dos sismos anteriores para los que se cuenta con un levantamiento de daños en la ciudad; el del 28 de julio de 1957 y el del 14 de marzo de 1979. En la figura 7-13 se muestra la zona de más densidad de daño en los tres sismos. Si bien los daños fueron mucho más graves y la zona dañada resultó más amplia en esta ocasión, se aprecia cierta coincidencia entre las zonas más afectadas en los tres casos, las que se ubican al Poniente de la zona de terreno compresible.

Ubicación de construcciones que sufrieron daño grave (x), o colapso (●)

Figura 7-12



Ubicación de zonas dañadas

Figura 7-13

7.3.5 Características de las construcciones dañadas

Para una evaluación global del daño se estudiaron algunas características que, además de tener cierta relevancia, pudieran determinarse aun en las edificaciones totalmente destruidas. Éstas fueron: número de pisos, sistema estructural y fecha de la construcción.

Los datos respectivos se presentan en la tabla 7-1 para cada una de las zonas identificadas en la figura 7-11. Estos datos, como se ha anticipado, corresponden a los casos de daño grave o colapso y no incluyen un buen número de viviendas de pobre calidad, sobre todo del extremo Nororiente de la Ciudad de México, que fue la zona de mayor densidad de daño.

Las diferencias de los resultados entre las distintas zonas se debe esencialmente a la diversidad de tipos de construcción prevalecientes en cada una. Para analizar las tres características mencionadas conviene referirse al resumen para todas las zonas, presentado al final de la misma tabla, y a los resultados concentrados en la tabla 7-2.

En lo referente al número de pisos, se aprecia que la mayor cantidad relativa de fallas corresponde a construcciones de más de cinco pisos. Las construcciones de menor altura, con mucho las más numerosas en la zona afectada, tienen periodos naturales muy inferiores a los periodos dominantes del terreno en las zonas de suelo compresible y, por tanto, sufrieron efectos muy inferiores a los que soportaron edificaciones más altas. También fue notable el buen comportamiento de la mayoría de las construcciones muy elevadas, cuyos periodos naturales excedieron los dominantes del terreno o se alejaron de ellos al sufrir daños iniciales y disminuir su rigidez. En los edificios de mediana altura, el periodo natural corresponde a ordenadas espectrales elevadas y aumenta hacia zonas de todavía mayor ordenada espectral al ocurrir daños que disminuyen la rigidez de la estructura.

En una evaluación de daños de unas firmas de ingeniería (Refs. 10 y 11), se realizó un censo aproximado de los edificios existentes en la zona más afectada, identificando números de pisos y tipo de construcción. Las áreas estudiadas, la clasificación de edificios y los criterios de evaluación del daño difieren de los considerados en este estudio, pero los resultados son muy ilustrativos. La figura 7-14 indica el número de edificaciones con distintas características existentes en cada zona y el porcentaje que resultó dañado. Hay que notar que se incluyen casos de niveles de daño menores que los considerados anteriormente y que también se cuantificaron las construcciones pequeñas de vivienda marginal. En resumen, los porcentajes de construcciones con daño grave son los siguientes:

TABLA 7-1 Daños en edificaciones en cada zona

ZONAS	TIPO DE DAÑO	NUM. DE PISOS				TIPO DE CONSTRUCCIÓN					EDAD DE LA CONSTRUCCIÓN			TOTAL
		5	6-10	11-15	15	MARCO CONCRETO	MARCO ACERO	LOSA RETICULAR	MAMPOSTERÍA	OTRO	1957	57 76	76	
I	Colapso	5	3	1	0	3	0	2	1	3	2	3	4	9
	Grave	3	3	1	0	0	0	3	1	3	2	5	0	7
	Total	8	6	2	0	3	0	5	2	6	4	8	4	16
II	Colapso	8	7	0	0	6	0	7	1	1	6	9	0	15
	Grave	3	3	0	0	5	0	0	1	0	2	4	0	6
	Total	11	10	0	0	11	0	7	2	1	8	13	0	21
III	Colapso	9	20	4	0	18	0	10	3	2	16	13	4	33
	Grave	4	9	3	1	9	1	5	1	1	4	8	5	17
	Total	13	29	7	1	27	1	15	4	3	20	21	9	50
IV	Colapso	14	21	4	3	14	10	16	0	2	18	22	2	42
	Grave	0	7	5	0	6	0	6	0	0	4	6	2	12
	Total	14	28	9	3	20	10	22	0	2	22	28	4	54
V	Colapso	27	17	2	0	25	0	16	4	1	5	37	4	46
	Grave	0	14	2	0	4	0	11	0	1	2	7	7	16
	Total	27	31	4	0	29	0	27	4	2	7	44	11	62
VI	Colapso	13	23	3	1	12	0	22	2	4	4	30	6	40
	Grave	13	14	8	1	13	1	11	11	0	10	19	7	36
	Total	26	37	11	2	25	1	33	13	4	14	49	13	76
VII	Colapso	1	5	0	0	1	0	5	0	0	0	6	0	6
	Grave	0	1	0	0	0	0	1	0	0	0	1	0	1
	Total	1	6	0	0	1	0	6	0	0	0	7	0	7

TABLA 7-1 (Continuación)

ZONAS	TIPO DE DAÑO	NÚM. DE PISOS				TIPO DE CONSTRUCCIÓN					EDAD DE LA CONSTRUCCION			TOTAL
		<5	6-10	11-15	>15	MARCO CONCRETO	MARCO ACERO	LOSA RETICULAR	MAMPOSTERÍA	OTRO	<1957	57-76	>76	
VIII	Colapso	0	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1	1
	Grave	3	0	0	0	0	0	0	3	0	3	0	0	3
	Total	3	1	0	0	0	0	1	3	0	3	0	1	4
IX	Colapso	0	3	0	0	0	0	3	0	0	0	0	3	3
	Grave	4	2	0	0	0	0	4	2	0	2	2	2	6
	Total	4	5	0	0	0	0	7	2	0	2	2	5	9
X	Colapso	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	1	1
	Grave	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0	1	0	1
	Total	1	1	0	0	1	0	0	1	0	0	1	1	2
XI	Colapso	4	2	0	0	0	0	5	1	0	0	1	2	6
	Grave	1	2	1	0	2	0	2	0	0	0	1	3	4
	Total	5	4	1	0	2	0	7	1	0	0	5	5	10
XII	Colapso	2	1	0	0	0	0	2	0	1	1	1	1	3
	Grave	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	1
	Total	2	2	0	0	0	0	2	0	2	1	2	1	4
XIII	Colapso	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Grave	2	0	0	0	1	0	0	1	0	0	2	0	2
	Total	2	0	0	0	1	0	0	1	0	0	2	0	2
VII	Colapso	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Grave	1	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	1
	Total	1	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	1

TABLA 7-1 (Continuación)

ZONAS	TIPO DE DAÑO	NÚM. DE PISOS				TIPO DE CONSTRUCCIÓN					EDAD DE LA CONSTRUCCIÓN			TOTAL
		<5	6-10	11-15	>15	MARCO CONCRETO	MARCO ACERO	LOSA RETICULAR	MAMPOSTERÍA	OTRO	<1957	57-76	>76	
XV	Colapso	2	0	0	0	2	0	0	0	0	0	2	0	2
	Grave	0	1	0	0	0	0	1	0	0	0	1	0	1
	Total	2	1	0	0	2	0	1	0	0	0	3	0	3
XVI	Colapso	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1	1
	Grave	4	0	0	0	3	0	0	1	0	0	3	1	4
	Total	5	0	0	0	3	0	1	1	0	0	3	2	5
XVII	Colapso	2	0	0	2	1	0	1	0	0	0	2	0	2
	Grave	2	0	0	2	1	0	0	1	0	0	2	0	2
	Total	4	0	0	4	2	0	1	1	0	0	4	0	4
RESUMEN														
TODAS LAS ZONAS	Colapso	89	103	14	4	82	10	91	13	14	52	129	29	210
	Grave	40	58	20	2	45	2	44	23	6	30	63	27	120
	Total	129	161	34	6	127	12	135	36	20	82	192	56	330

TABLA 7-2 Resumen estadístico de daños en edificios

ESTRUCTURACIÓN	TIPO DE DAÑO	AÑO DE CONSTRUCCIÓN			NÚM. DE PISOS			TOTAL
		< 1957	57-76	> 1976	≤ 5	6-10	11-15	> 15	
Marcos de concreto	Derrumbe	27	51	4	27	46	8	1	82
	Grave	16	23	6	10	28	6	1	45
Marcos de acero	Derrumbe	7	3	0	4	3	1	2	10
	Grave	1	1	0	0	0	2	0	2
Losa plana	Derrumbe	8	62	21	36	49	5	1	91
	Grave	4	22	18	3	26	12	1	44
Mampostería	Derrumbe	6	5	2	11	2	0	0	13
	Grave	9	13	1	22	1	0	0	23
Otros	Derrumbe	4	8	2	12	2	0	0	14
	Grave	0	4	2	2	4	0	0	6
Total	Derrumbes y graves	82	192	56	129	161	34	6	330

Figura 7-14

Construcciones hasta de dos pisos	0.9%
Construcciones de 3 a 5 pisos	1.3%
Construcciones de 6 a 8 pisos	8.4%
Construcciones de 9 a 12 pisos	13.6%
Construcciones de más de 12 pisos	10.5%
Total de construcciones existentes	53 356
Porcentaje de daños sobre el total	1.4%

Con base en este sondeo, resultó dañado el 1.0% de las edificaciones de menos de cinco pisos y el 10% de las de mayor altura.

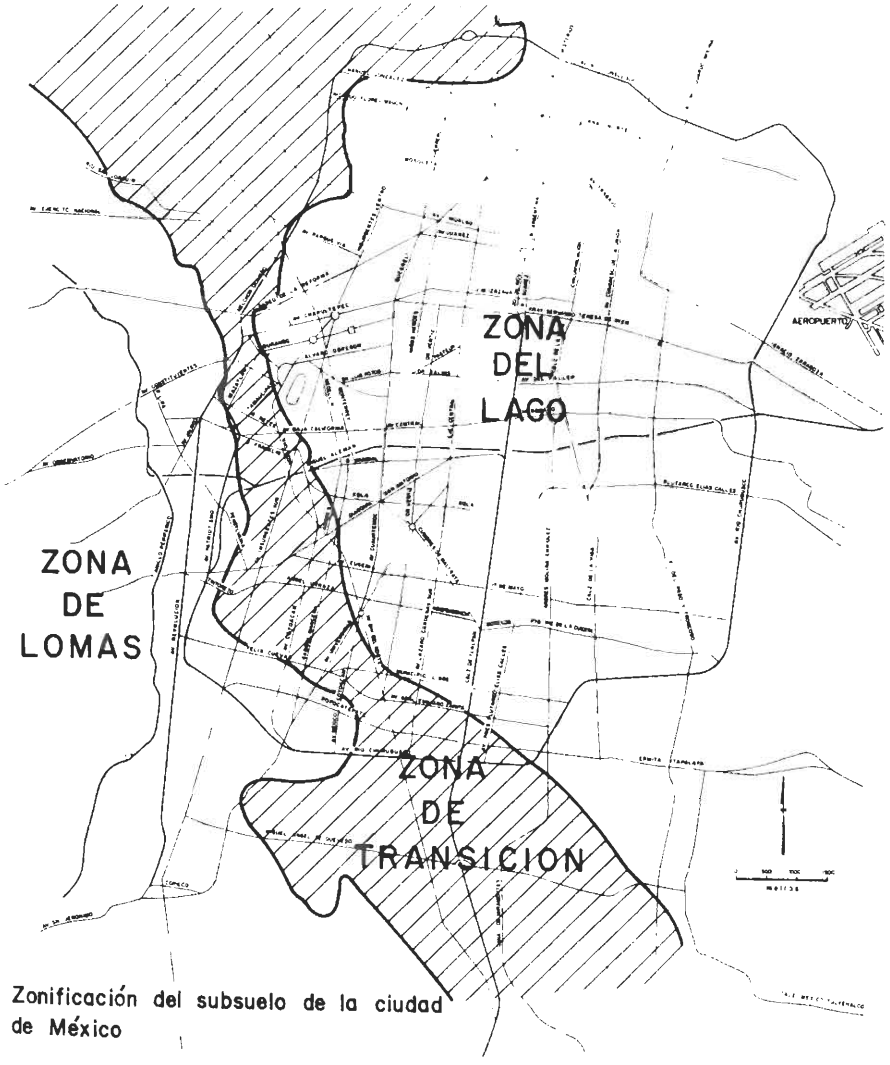
En lo referente a la edad se eligieron tres intervalos correspondientes a los periodos de vigencia de distintos Reglamentos de Construcciones en la ciudad. Antes de 1957 puede considerarse que no existía una reglamentación racional relativa al diseño sísmico; entre 1957 y 1976 estuvieron vigentes las Normas de Emergencia y el reglamento subsecuente, los cuales contenían requisitos detallados de diseño sísmico. En esa última fecha entró en vigor el reglamento actual, que contiene modificaciones sustanciales.

Para interpretar la distribución anterior hay que tomar en cuenta que la menor densidad de daños en algunas zonas puede deberse a que era reducido el número de construcciones del tipo más afectado por el sismo y no necesariamente a que la intensidad del movimiento fuese menor.

Existe una clara correlación entre la distribución de daños y el tipo de subsuelo. La figura 7-15 muestra la zonificación más usada del subsuelo de la ciudad, en la que se define una zona de terreno firme, una de terreno compresible y una franja intermedia, llamada de transición, en que el espesor de los estratos compresible es pequeño. La zona de mayor densidad de daños quedó ubicada en la de terreno compresible, hacia su extremo Norponiente.

Dicha zonificación es poco precisa para el Sur de la ciudad, donde los datos de sondeos eran muy escasos en la época en que se elaboró. Con base en sondeos más recientes, se ha encontrado que la zona de terreno compresible correspondiente al lecho del antiguo lago de Texcoco se une en su parte sur con la del lago de Xochimilco. De acuerdo con estos datos, los daños ocurridos en esa área y más al Sur se ubican totalmente en zonas de terreno compresible.*

N. del R. T. también se presentaron daños en la zona de transición. Por otra parte, el plano geológico se ha modificado con base en los conocimientos actuales.



Zonificación del subsuelo de la ciudad de México

Figura 7-15

La figura 7-16 muestra la estratigrafía del subsuelo en dos cortes Norte-Sur y Oriente-Poniente por la zona más afectada por el sismo, se aprecia que abajo de los rellenos superficiales existe una primera capa de arcilla muy compresible seguida por una primera capa dura, un segundo estrato de arcilla muy compresible y los depósitos firmes inferiores. En la figura 7-17 se han trazado las curvas de igual profundidad de la segunda capa dura y se aprecia que en la zona de mayor densidad de daño la profundidad de los depósitos firmes profundos está

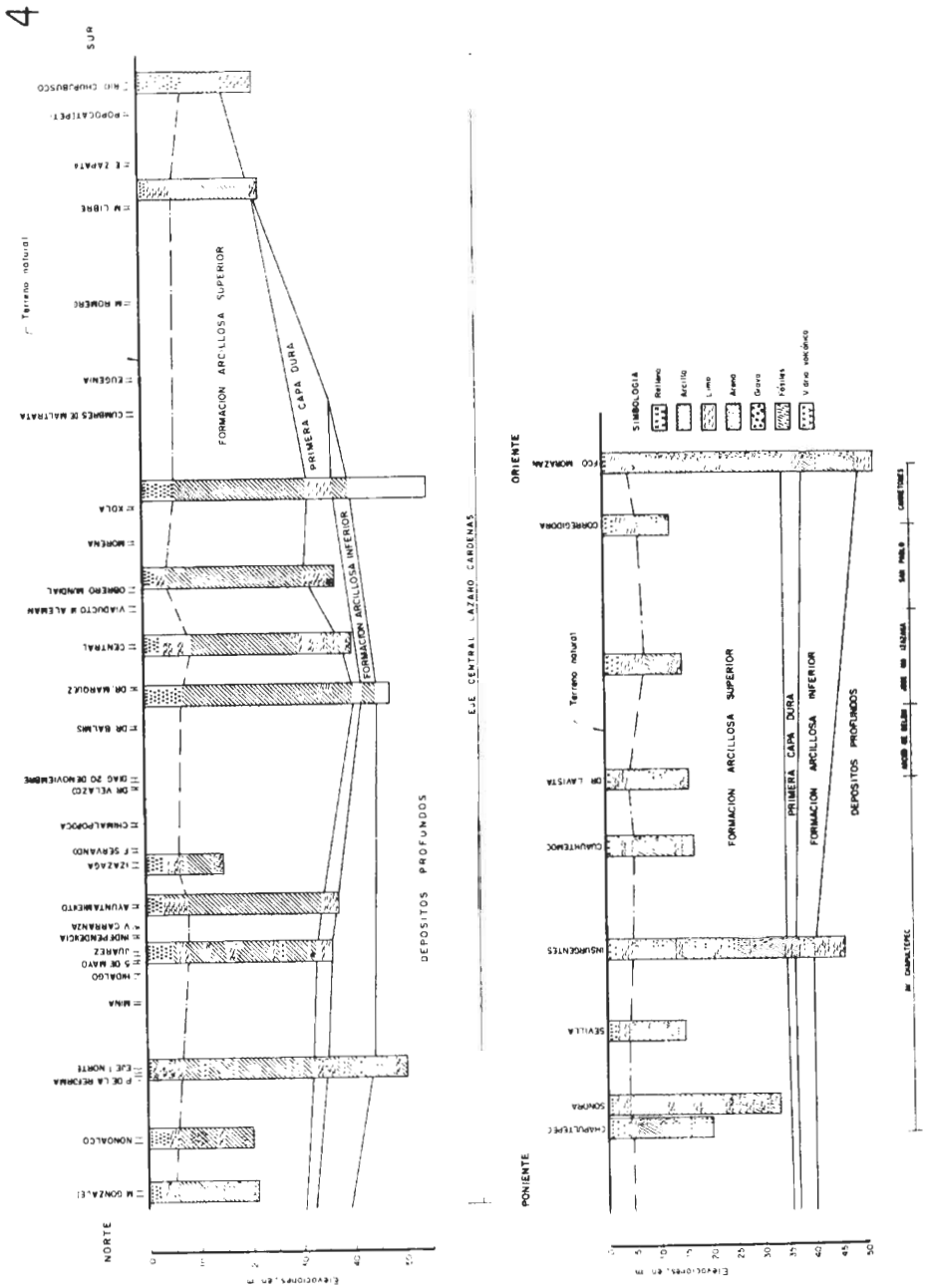


Figura 7-16

comprendida entre 25 y 50 m. En otras zonas con profundidades similares de estos depósitos los daños fueron mucho menores. Por ello no es posible correlacionar la intensidad del daño directamente con esta variable, ni tampoco con la profundidad de la primera capa dura ni con el espesor total de las dos capas de arcilla blanda.

La extraordinaria amplificación del movimiento del terreno en dicha zona parece deberse a una coincidencia entre los periodos dominantes del movimiento que provenía de los depósitos profundos y el periodo natural de vibración de los depósitos de arcilla. Mediciones de este periodo para movimientos de pequeña amplitud provocados por microtemblores se muestran en la figura 7-17 e indican valores de entre 1.5 y 2.5 segundos para la zona dañada, valores muy inferiores en la zona de transición y de terreno firme, y periodos claramente superiores en el resto de la zona del lago aun donde los espesores de arcilla eran similares. Por tanto, el periodo natural no depende sólo del espesor de los estratos sino de sus propiedades y, en particular, del grado de consolidación, que probablemente es mayor en la zona dañada.

El análisis de los datos de la tabla 7-2 no permite ser concluyente con respecto a la incidencia de esta variable, dada la falta de información sobre el número de construcciones edificadas en cada periodo dentro de los tipos y zonas que resultaron más afectados por este sismo. Es posible que el número relativamente bajo de fallas de edificios posteriores a 1976 refleje una mejora de la calidad de la construcción, mientras que el número también relativamente bajo de fallas de edificaciones anteriores a 1957 se deba a que pocos fueron los edificios altos construidos antes de esa fecha.

La tercera característica analizada es el sistema estructural. En forma gruesa se distinguieron estructuras de concreto a base de columnas y vigas que forman marcos en dos direcciones, estructuras de columnas y losa reticular de concreto, estructuras de columnas de acero y vigas de perfiles laminados o de alma abierta de acero,* y estructuras a base de muros de carga de mampostería. La subdivisión es muy burda y debe aclararse que las estructuras de las primeras tres categorías tenían en general abundancia de muros de mampostería de diferentes calidades y que éstos contribuyeron significativamente a su rigidez. No fue posible identificar una categoría de construcciones con estructura de marcos rigidizados por muros de concreto. El número de edificios dañados con estas características fue pequeño, pero también es notorio que pocos de los edificios existentes en las zonas afectadas tenían muros

*La referencia 12 trata con detalle el daño y comportamiento de las estructuras de acero.

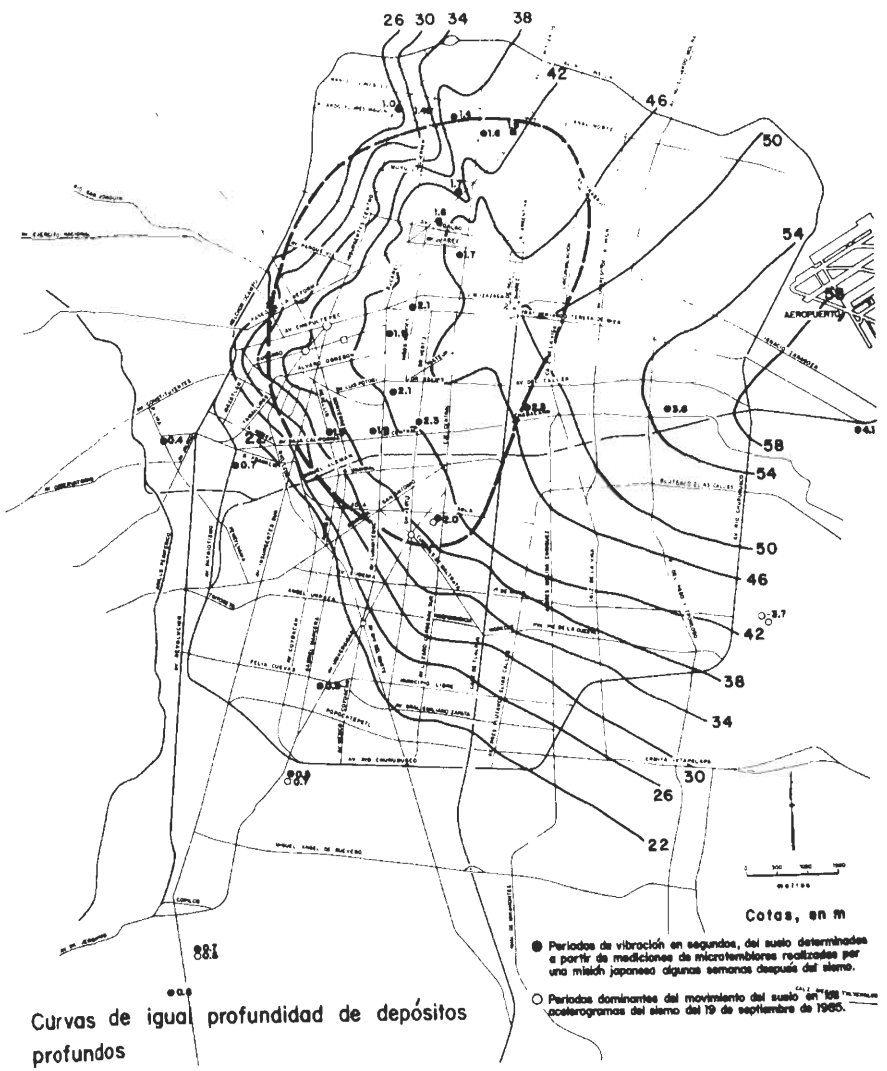


Figura 7.17

de concreto; además, reconocer la existencia de estos muros desde el exterior resultó muy difícil por lo general.

La estadística relativa al sistema estructural revela la escasa incidencia de falla en construcciones a base de muros de mampostería, que son las construcciones más abundantes; pero por su baja altura y rigidez caen en un orden de periodos de vibración para el cual los efectos del movimiento del terreno en la zona compresible fueron menores.

Con respecto a los otros tres sistemas estructurales, las conclusiones son menos contundentes. El número de fallas en estructuras de acero es pequeño y en buena parte se trata de construcciones bajas y antiguas con conexiones inadecuadas entre vigas y columnas. Por otra parte, el número de construcciones con este tipo de estructuración es muy reducido y al menos cuatro colapsos o daños graves corresponden a construcciones modernas (Ref. 11).

La gran mayoría de las fallas ocurrió en estructuras de concreto. Aunque el número total de construcciones a base de marcos de concreto que resultaron dañadas es elevado, proporcionalmente es mucho más alto el de edificios a base de losa reticular. Del censo de construcciones existentes mencionado, se concluye que 2.9% de los edificios de marcos de concreto en la zona de mayor densidad de daño sufrieron daños importantes, mientras que para los de losas reticulares este porcentaje es de 5.9. Si se consideran los casos de daños graves y colapsos evaluados en este estudio, la proporción de daños en edificios de losas reticulares es también de cerca del doble que en construcciones de marcos. Para las construcciones posteriores a 1976, el número de fallas es mayoritario en edificios de losas planas. Esto refleja probablemente la creciente popularidad de este sistema y, quizás, una mejora en la práctica de proyecto y construcción con los otros sistemas.

7.3.6 Tipos de fallas estructurales

La razón de la falla de un gran número de edificios es, en primer término, *la excepcional intensidad que el sismo alcanzó en una zona de la ciudad, donde los movimientos del terreno fueron amplificados en forma extraordinaria por las características de vibración de los estratos de terreno blando* que componen el subsuelo de la ciudad, lo que los hacía particularmente sensibles a los periodos dominantes del movimiento transmitido por el terreno firme subyacente.

El movimiento del suelo en esa zona se caracterizó por la repetición de un número elevado de ciclos de gran amplitud y con frecuencias cercanas a los dos segundos.

Las construcciones que tenían periodo de vibración no muy inferior a dos segundos, respondieron con vibraciones elevadas que introdujeron fuerzas de inercia de gran consideración y que en muchos casos provocaron daños que, al reducir la rigidez de la estructura, aumentaron su periodo natural y provocaron que se vieran sujetas a solicitaciones cada vez más elevadas que, en ocasiones, las llevaron a la falla. La evidencia de los registros instrumentales disponibles indica que las construcciones en una zona de la ciudad se vieron sometidas a solici-

TABLA 7-3 Características que influyeron en la falla

Porcentajes en casos en que se observó la característica

Asimetría notable de rigidez	15%
Edificio en esquina	42%
Primer piso flexible	8%
Columnas cortas	3%
Sobrecarga excesiva	9%
Hundimientos diferenciales previos	2%
Problemas de cimentación	13%
Choque con edificios cercanos	15%
Daños previos por sismo	5%
Punzonamiento de losas reticulares	4%
Falla en pisos superiores	38%
Falla en pisos intermedios	40%

taciones muy superiores a las especificadas en el reglamento de construcciones vigente entonces.

En las hojas de evaluación de daños en edificios se indicaron algunas características de las estructuras que contribuyeron a agravar los efectos del sismo y se apuntaron algunos modos de fallas prevalecientes. Aunque la identificación de estas características depende de los criterios del evaluador, algunos aspectos se repitieron en un número suficiente de casos como para merecer ser destacados. En la tabla 7-3 se resumen algunas estadísticas al respecto.

a) *Comportamiento frágil por falla de columnas.* En la gran mayoría de las fallas de edificios a base de marcos, el colapso fue originado por la falla de las columnas por flexocompresión, cortante o una combinación de ambos efectos. El estado de las vigas o losas reticulares hace pensar que en la mayoría de los casos no hubo fluencia del refuerzo en estos elementos y que, por tanto, no se pudo desarrollar el comportamiento dúctil que se requiere para que sean válidos los factores de reducción que permite adoptar el reglamento actual por este concepto. El modo de falla más común puede identificarse como la pérdida de capacidad de carga vertical del edificio debido al progresivo deterioro del concreto de las columnas por la repetición de un elevado número de ciclos de carga laterales que excedieron su resistencia en flexocompresión o en cortante. Lo anterior fue propiciado en diversos casos por la escasez de refuerzo transversal y la excesiva separación entre el refuerzo longitudinal de la columna, lo que dio lugar al pandeo de las barras de refuerzo y a un confinamiento muy pobre del concreto contenido en el núcleo de la columna. Otro factor que contribuyó a la pérdida de capacidad de las columnas fue la excesiva concentración del refuerzo longitudinal en paquetes en las esquinas. Esto provocó, además de un confinamiento defectuoso del concreto, la concentración de altos esfuerzos de adherencia en el concreto alrededor de los paquetes, lo que dio lugar a una falla progresiva por desgarramiento del concreto.

b) *Efecto de muros divisorios de mampostería.* Como se ha dicho, gran parte de los edificios de varios pisos en la zona afectada poseía una alta densidad de muros de mampostería que, en la mayoría de los casos, se suponía debía tener una función sólo de elementos divisorios y no estructurales, mientras que en otros casos estaban considerados para tener una función estructural y estaban reforzados y colocados para que cumplieran dicho propósito. Se considera que la presencia de dichos muros fue beneficiosa en la mayoría de los casos y evitó el colapso de gran número de edificios en la zona afectada. Esto ocurrió cuando dichos muros estaban colocados en forma simétrica y regular en todos los pisos. Absorbieron una porción mayoritaria de las cargas laterales debidas al sismo y protegieron a las columnas de su posible falla. Aun cuando esto dio lugar en muchos casos a un agrietamiento diagonal de los muros, éstos siguieron contribuyendo a la resistencia y ayudaron a disipar la energía inducida por el sismo. En otros casos, la presencia de los muros de mampostería contribuyó en forma significativa a la falla, en situaciones como las siguientes:

*b*1) *Distribución asimétrica en planta.* Es notable que el 42% de los edificios que fallaron se encontraban en esquina. En la mayoría de los casos, tenían muros de mampostería en los dos lados de colindancia y fachadas muy abiertas en los dos restantes. La torsión que provocó esta situación incrementó en forma significativa las fuerzas que se ocasionaron en las columnas de los ejes de fachadas y que contribuyeron a provocar la falla. En muchos otros inmuebles no ubicados en esquinas había distribución asimétrica de muros.

*b*2) *Primer piso débil.* Se suele denominar así el caso en que existe una estructura con mucha mayor resistencia y rigidez a cargas laterales en los pisos superiores que en el primer entrepiso. Esta situación suele presentarse en edificios en que abundan los muros divisorios en los pisos superiores, mientras que las plantas bajas quedan libres para estacionamiento en los edificios de vivienda o para vestíbulos y salones en los hoteles. Esto ocasiona una gran demanda de disipación de energía concentrada en el primer entrepiso y propicia la falla de las columnas. Este modo de falla fue muy frecuente y en muchos casos asociado al caso anterior.

*b*3) *Asimetrías causadas por la destrucción de muros.* En diversos casos se observó que los muros de material débil o mal anclado a

la estructura se destruyeron totalmente por falla por flexión normal a su plano o por cortante; esto hizo que se perdiera la contribución a la resistencia a cargas laterales de muros que eran vitales para mantener la simetría, lo que incrementó notablemente las fuerzas sobre las columnas. En general, la destrucción de muros divisorios o de colindancia fue muy notable, dadas las grandes deformaciones laterales que sufrieron los edificios.

c) *Daños previos por sismos.* Era conocido que cierto número de los edificios fallados había tenido daños en sismos anteriores y que, en diversos casos, no habían sido reparados o lo habían sido en forma deficiente. La evaluación caso por caso de los edificios indicados como dañados en sismos previos continúa para verificar la eficiencia de los remedios que se tomaron. Las indicaciones preliminares son que se repitieron los mismos problemas de sismos pasados en la mayoría de los casos, pero a un nivel más grave.

d) *Columnas cortas.* Se identifica con este término el caso en que las columnas de algunos ejes se encuentran restringidas a su deformación lateral por muros de mampostería o por pretiles de fachada. Esta situación las hace mucho más rígidas que las de los otros ejes, por lo que absorben una fracción mayoritaria de las fuerzas laterales para lo cual regularmente no están diseñadas, lo que origina una falla frágil generalmente por cortante. Esta característica se apreció en 15 de los edificios más dañados.

e) *Choques entre edificios adyacentes.* En más de 40 casos de edificios dañados se apreciaron choques con construcciones adyacentes. En ocasiones, esto ocasionó solamente daños locales en la estructura o en los revestimientos, pero hubieron casos en que el impacto provocó el debilitamiento de un entrepiso, lo que fue causa principal del colapso del mismo. Se supone que este hecho produjo buen número de las fallas observadas en los pisos superiores. Es evidente que el requisito reglamentario de separación mínima entre edificios adyacentes fue violado en forma sistemática. De todos modos, la separación entre edificios colindantes, del orden de 10 cm, resultó insuficiente.

f) *Fallas en pisos superiores.* Es notable el número de fallas en pisos superiores. Del total de colapsos parciales y totales, cerca del 40% corresponde al colapso de algún entrepiso en el tercio superior de la altura del edificio. El número de casos de daños graves en el tercio medio de la altura también es elevado. Sólo una fracción de estos casos puede explicarse por el debilitamiento debido al choque de edificios. En otros, estas fallas pueden achacarse a reducciones bruscas de resistencia y rigidez de la estructura en los niveles afectados, debido a la disminución de sección de columnas y muros o al debilitamiento por traslape y reducción del refuerzo transversal.

g) *Sobrecarga excesiva de la construcción.* En al menos 39 casos de colapsos o daños graves se detectó la presencia de cargas verticales que excedían sustancialmente a las del proyecto. En ciertas ocasiones los revestimientos, rellenos y muros divisorios tenían un peso superior a las cargas muertas consideradas; pero sobre todo fueron numerosos los casos de cargas vivas extraordinariamente altas. Esto fue notable en edificios de oficinas, sobre todo públicas, en que varios pisos eran empleados como archivos. También fue frecuente el caso de edificios cuyo uso era distinto del que se había previsto en el proyecto. Inmuebles proyectados para oficinas o vivienda fueron transformados con el tiempo en talleres o bodegas y se acumularon en ellos cargas elevadas, con frecuencia en los pisos superiores.

El incremento de las masas, sobre todo en los pisos superiores, provocó fuerzas laterales mayores en las construcciones y esto, aunado a los efectos gravitacionales de estas sobrecargas, contribuyó en forma significativa a los daños.

h) *Efecto P-Δ.* Esta denominación corresponde a los momentos adicionales que las cargas verticales introducen en una estructura cuando ésta sufre desplazamientos laterales elevados. No existe evidencia clara al respecto hasta el momento; pero el hecho de que algunos edificios hayan fallado desplazándose lateralmente hace sospechar que los momentos flexionantes en las columnas de los pisos inferiores fueron incrementados por este efecto.

i) *Mal comportamiento de losas reticulares.* Se ha indicado la alta incidencia de colapsos y daños graves en edificios estructurados con columnas de concreto y losa reticular: cerca del doble de la que hubo en edificios a base de marcos de concreto. Estas construcciones son altamente flexibles y tienen una ductilidad reducida. En la mayoría de los casos, la falla fue a través de las columnas; pero en cerca de media docena de casos se produjo una falla por punzonamiento de la losa por los esfuerzos cortantes debidos a la suma de efectos de las cargas verticales y del sismo. En diversos edificios de este tipo se observó agrietamiento diagonal en la losa alrededor de las columnas, síntoma de falla incipiente por punzonamiento. En la mayoría de los casos de falla de punzonamiento, fue notoria la falta de una zona maciza de concreto apropiadamente reforzada alrededor de la columna.

j) *Problemas de movimientos de la cimentación.* No es fácil determinar la influencia de los problemas de cimentación en las fallas de las estructuras. Cierto número de construcciones falladas tenían daños previos por hundimientos diferenciales que redujeron su capacidad pa-

TABLA 7-4 Modos de falla prevalecientes
(Número de casos en que se observó el modo de falla en un total de 330 edificios)

Cortante en columnas	54
Falla de columnas por efecto no identificable	52
Flexocompresión en columnas	35
Cortante (tensión diagonal) en trabes	29
Cortante en losas planas	29
Combinación de daños en la conexión viga-columna	28
Tensión diagonal en muros de mampostería	27
Flexión en trabes	8
Flexión en losas	4
Cortante en muros de concreto	3
Flexión en muros de concreto	2
Torsión en columnas	2
Otros	22
No identificable	81

ra resistir efectos sísmicos. Por otra parte, hay evidencia de que muchas construcciones, en especial los edificios esbeltos sobre pilotes de fricción, sufrieron movimientos importantes de su base, los que incrementaron en ocasiones las fuerzas que se introdujeron en las estructuras.

k) Daños en elementos secundarios. Ante la gran intensidad del sismo y el elevado número de fallas en la estructura principal, se ha prestado poca atención al comportamiento de los elementos secundarios. Es notable la elevada incidencia de daños en escaleras, lo que dificultó la evacuación de los edificios. En grado menor debe señalarse también el elevado número de fallas de apéndices en las azoteas, como tanques y casetas de elevadores.

7.3.7 Conclusiones preliminares

Los efectos de los sismos de septiembre indican la necesidad de algunos cambios importantes en la normativa y práctica del diseño sísmico de edificios en la Ciudad de México. Algunos de ellos son los siguientes:

1. La extraordinaria intensidad del movimiento en un área bien definida obliga a revisar los espectros de diseño, sobre todo para la zona de terreno compresible. Dentro de ésta es evidente que hay áreas que amplifican de manera diferente el movimiento del terreno y que las partes donde esta amplificación es mayor han coincidido aproximadamente en los últimos tres sismos importantes. Por tanto, es recomendable llegar a una microzonificación de la zona de terreno compresible del valle.

2. Las demandas de ductilidad que este sismo generó en las estructuras en terreno blando fueron sumamente elevadas por el gran número de repeticiones de ciclos de gran amplitud y de forma casi armónica. Esto conduce a la necesidad de revisar los factores de reducción por ductilidad aceptados por el reglamento.

3. Las estructuras de concreto diseñadas con la práctica común no fueron capaces de desarrollar grandes ductilidades y mostraron un deterioro notable de capacidad por la repetición de ciclos de carga. Esto debe conducir por una parte a revisar, como el punto anterior, los factores de reducción por ductilidad; por otra, a imponer requisitos más estrictos de refuerzo, sobre todo en columnas. Ejemplos de estos últimos son mayor refuerzo transversal de confinamiento, distribución más uniforme de refuerzo longitudinal, traslapes y anclajes más generosos y confinados.

4. Debe promoverse el empleo de sistemas estructurales que proporcionen mayor rigidez y resistencia a las cargas laterales de los edificios. La rigidización con muros de concreto o contraventeos de concreto o acero permite incrementos sustanciales en la capacidad ante cargas laterales, con lo que las demandas de ductilidad se reducen apreciablemente.

5. El empleo de sistemas de columnas y losa plana debe limitarse a edificios de baja altura por los problemas de flexibilidad excesiva y de falla frágil. En edificios de cierta altura es imprescindible que la resistencia a cargas laterales sea proporcionada por elementos como muros de rigidez o contraventeos, y que sólo se confíe en la acción de marco que se tiene entre las columnas y la losa para una parte pequeña de las fuerzas laterales. Es necesario especificar las zonas de losa alrededor de la columna para evitar falla frágil por cortante.

6. Debe tenderse a evitar los muros de mampostería como elementos divisorios en estructuras muy flexibles. Su rigidez y fragilidad son incompatibles con las altas deformaciones laterales que se presentan en estas construcciones. Es preferible recurrir a elementos divisorios más deformables. En caso de que se usen dichos muros, deberán desligarse de la estructura principal con procedimientos que garanticen un trabajo independiente de las dos partes. En los sismos recientes, prácticamente en ningún caso las precauciones que se habían tomado para desligar los muros funcionaron y el daño fue muy elevado en estos elementos, tanto por efecto de las fuerzas en su plano como por volteamiento. El empleo de muros divisorios de mampostería ofrece problemas mucho menores en estructuras con alta rigidez a cargas laterales.

7. Debe prestarse atención a los problemas de interacción suelo-estructura y tomar en cuenta los movimientos de la base en el diseño sísmico de los edificios.

8. Es necesaria una supervisión más estricta de las construcciones para asegurar que los requisitos de las normas y del proyecto se cumplan. La no observancia de las separaciones entre edificios adyacentes y las alteraciones en las estructuras para alojar ductos y otras instalaciones son ejemplos muy evidentes de prácticas que contribuyeron a los daños.

Para la mayoría de los puntos anotados, es necesario realizar estudios específicos que conduzcan a recomendaciones detalladas y cuantitativas. Algunas de las recomendaciones anteriores han sido consideradas en las Modificaciones de Emergencia al Reglamento de Construccione para el Distrito Federal (15).

Posteriormente se harán observaciones comparativas entre los sis mos de Chile y los que se presentaron en México.

En la actualidad, una amplia serie de artículos analiza diferente aspectos de las observaciones e investigaciones realizadas alrededor de estos sismos. Muchos han sido editados en revistas y publicaciones técnicas, entre las que destacan las de las referencias 16 y 17.

La primera de ellas (16) corresponde a las memorias de una Conferencia Internacional realizada en la Ciudad de México, precisamente un año después de los sismos de referencia. Se convocaron los más destacados investigadores, profesores y profesionales internacionales para exponer sus ideas y opiniones sobre ocho temas principales relacionados con dichos sismos; a saber:

1. Observaciones generales sobre los sismos
2. Tipos dominantes de fallas en cimentaciones y superestructuras
3. Respuesta dinámica del suelo e interacción suelo-estructura
4. Comportamiento de las líneas vitales
5. Comportamiento de las estructuras y sus componentes estructurales
6. Análisis del daño en las estructuras
7. Análisis de las fallas observadas en cimentaciones
8. Respuesta de la Ingeniería.

La segunda de estas referencias (17) hace un minucioso análisis del daño a las edificaciones en la Ciudad de México; estudia poco más de 2200 edificios afectados y propone un método rápido y simple para evaluar la capacidad sísmica de edificios de concreto reforzado, adaptando a las condiciones locales de la Ciudad de México un método aplicado en Japón para el mismo fin (Refs. 18, 19 y 20). Este método se utiliza para determinar la intensidad del sismo en diferentes lugares de la ciudad y derivar los coeficientes de diseño sísmico recomendables para

el diseño de edificios, de acuerdo con el razonamiento aplicado por Shiga (21), hasta formular una microzonificación sísmica de la ciudad que, en cierta forma, pretende corregir y complementar las normas que establecen los reglamentos modificados a raíz de los sismos (15, 22).

A la fecha (1987), se encuentra en pleno desarrollo una serie de investigaciones serias sobre los sismos de septiembre de 1985, patrocinadas conjuntamente por la Fundación Nacional de Ciencias de Estados Unidos (National Science Foundation) y el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), del gobierno mexicano. Este programa promete llegar a conclusiones importantes en 1988 y se esperan sorprendentes revelaciones que permitan al ingeniero conocer mejor los efectos de sismos tan peculiares como los de la Ciudad de México, para lograr diseños más seguros y confiables en el futuro, que cumplan con su misión de salvar vidas y proteger las propiedades de sus habitantes.

7.4 Conclusiones a partir de los sismos recientes de Chile y México

Resulta interesante analizar la información existente de los sismos recientes y comparar sus efectos, para entender mejor el comportamiento de las edificaciones y su vulnerabilidad a ellos. Los sismos analizados en este capítulo ofrecen una excelente fuente de datos que vienen a calibrar los códigos actuales de construcción en estos países, y han servido de seria reflexión para otros. Los ajustes propuestos para los códigos, en algunos casos ya efectuados, son el resultado de las lecciones aprendidas de estos sismos que, como se ha mencionado, sacaron a la luz deficiencias de códigos y reglamentos de la construcción, algunas de las cuales se analizan a continuación.

a) *Proyecto y construcción*

Por principio de cuentas se observó en buena parte de los edificios dañados, que los procedimientos, los materiales empleados en la construcción o ambos no fueron apropiados o congruentes con las especificaciones de diseño. De ahí que estando el diseño y la construcción de los edificios intrínsecamente interrelacionados, los códigos establecen ahora la necesidad de que se lleve a cabo una supervisión cuidadosa de la construcción, precisamente por quienes intervinieron en su diseño. Si se desea lograr una buena ejecución de las obras, se debe pugnar porque los planos del proyecto contengan, en forma clara y precisa, la descripción detallada de las uniones constructivas entre los miembros que componen la estructura, pensando en que sean realizables en el campo de la manera más simple posible, y cerciorándose de que su ejecución se realice apegada a los mismos. Debemos mantener en mente

que un buen diseño estructural sismorresistente es efectivo siempre que se realice en el campo apegado a los planos constructivos y sin problemas.

b) *Conservación del uso*

Otro aspecto relacionado con lo anterior es el mantenimiento de los edificios, si así puede llamarse la conservación del uso para el cual fue creado. Las frecuentes alteraciones del sistema estructural sismorresistente, realizadas durante el uso del inmueble para ampliar o modificar sus condiciones de servicio originales, sin reparar en los cambios de rigidez y resistencia, los aumentos de las cargas de diseño ni en el defasamiento de sus centros de carga, ocasionó el daño grave e incluso el colapso de algunas construcciones.

Las normas emitidas por el Gobierno de México (15 y 22) por ejemplo requieren que cada edificio de uso público tenga en lugar visible una placa donde se asienten los datos del propietario, fecha de construcción, uso original, ocupación máxima autorizada, número del expediente de autorización de la construcción (licencia de construcción) y las fechas en que periódicamente se ha de inspeccionar el edificio para certificar que no se ha alterado su uso original.

Dentro de este rubro podrían incluirse también las reparaciones mal realizadas a edificios dañados por sismos anteriores, los cuales volvieron a resentir daños o se colapsaron durante los sismos recientes. Este aspecto ha captado la atención de las autoridades que emiten los reglamentos, y se ha establecido la verificación cuidadosa de los criterios de diseño empleados y los procedimientos constructivos recomendados para la reparación y reacondicionamiento de los inmuebles dañados; además, se obliga al ingeniero que los propone a tomar la responsabilidad profesional de la buena ejecución de los mismos, supervisando su reparación.

En el caso de construcciones nuevas de cierta importancia, los reglamentos establecen que un segundo ingeniero revise el diseño estructural original para que, respetando los criterios básicos del responsable, lo apruebe o proponga ajustes positivos para la seguridad sismorresistente del inmueble.

c) *Calibración y confiabilidad de los parámetros básicos de diseño*

Las reglamentaciones generales del diseño sismorresistente se fundamentan en tres aspectos básicos: 1) la estimación del comportamiento y la resistencia estructural (y de los materiales de construcción) ante las fuerzas sísmicas; 2) la estimación de los movimientos sísmicos probables del terreno, y 3) la estimación de la respuesta estructural sísmica de los edificios.

La formulación de los códigos, por lo tanto, parte de ciertas suposiciones y consideraciones, algunas de las cuales no han sido realistas, según se ha visto a la luz de los nuevos sismos. Así entonces, el grado de confiabilidad de los reglamentos se cuestiona y analiza después de cada macrosismo, para ajustarlos a las evidencias de los daños observados. De esta manera, cuando un sismo de intensidad considerable (igual o mayor del que sirvió de base para formular el reglamento en cuestión) no provoca daños de consideración a las edificaciones que lo resienten, o bien la magnitud de los mismos queda dentro del daño esperado, se dice entonces que el reglamento en cuestión está correcto y fue bien concebido. No debemos olvidar que la filosofía de los reglamentos sismorresistentes es ésa; es decir, que los sismos "de diseño" no provoquen daños a las construcciones o que éstos sean del tipo "no estructural", y que ante sismos mayores del "sismo de diseño", las construcciones sufran a lo más daños estructurales "reparables", mas nunca su colapso.

Analicemos ahora qué aprendimos de los sismos de México y Chile en 1985, en cuanto a los tres factores anteriores:

1. Estimación del comportamiento y la resistencia estructural (y de los materiales de la construcción) ante las fuerzas sísmicas

En el caso de los sismos de México de 1985, hubieron tres factores que afectaron la resistencia de las estructuras: la duración del sismo, la resonancia suelo-estructura (interacción) y la separación entre edificios contiguos.

En cuanto al primero de estos puntos, de la simple observación del espectro de respuesta obtenido para la estación SCT con 5% de amortiguamiento, se puede ver que la aceleración espectral S_a es cercana a 0.3 g para $T = 0.5$ y 0.4 segundos, y alcanza valores de 1.0 g para $T = 2$ segundos. Ahora bien, del análisis del acelerograma grabado en dicha estación, resulta evidente que los movimientos intensos del terreno (digamos, con aceleraciones de 50 gal) duraron más de 30 segundos, con 9 ciclos de inversiones excediendo los 100 gals. No hay duda de que todas las estructuras con periodo natural $T \geq 0.5$ seg y diseñadas de acuerdo con el Reglamento de la Ciudad de México (D.F.) en vigor entonces (para coeficientes sísmicos $C_s \leq 0.06$), sufrieron graves oscilaciones durante muchos ciclos de inversiones de fluencia plástica, lo cual no sólo ocasionó un deterioro muy significativo de la rigidez de sus estructuras, que a su vez alargaban sus periodos, sino también pudo ocasionar la

degradación de las resistencias de los miembros, tanto axiales como flexionantes, torsionales y de cortante, con pérdida de la adherencia del refuerzo al concreto, especialmente en las construcciones con marcos continuos y entrepisos de losas nervadas (*waffle*) o de losas planas de concreto.

Es la primera ocasión en que se demuestra que las estructuras diseñadas según algún reglamento, pueden sobrellevar un número significativo de inversiones dentro del intervalo inelástico, desarrollando valores de ductilidad bastante más altos de los que se suponía físicamente posibles. Sin embargo, muchos de estos edificios fallaron fundamentalmente por la prolongada duración de los sismos. Se pudo observar también que muchos inmuebles quedaron inclinados y otros más sufrieron volcamientos debido a numerosas fallas de las cimentaciones piloteadas (con pilotes de fricción).

Esto último sugiere que en tales casos se presentó una degradación sustancial de la resistencia de la cimentación, en especial en las sustentadas por pilotes de fricción (Ref. 23) debido al alto número de ciclos de carga que vencieron en forma gradual la resistencia de fricción de los pilotes.

Por lo anterior, el sismo del 85 demostró que en terrenos como el de la Ciudad de México, no es posible demandar de las estructuras tanta ductilidad como se había pensado, ya que la degradación provocada por lo prolongado de los movimientos del terreno les provoca daños irreparables. De ahí que el nuevo reglamento haya reducido de manera considerable las demandas de ductilidad de las estructuras. No se puede depender de valores altos de la ductilidad, sobre todo en el caso de las estructuras de concreto reforzado.

En cuanto al segundo punto mencionado: la resonancia entre el suelo y la estructura, la mayoría de los inmuebles colapsados o que sufrieron daños graves se trató de edificios flexibles con periodos fundamentales iniciales $T \geq 0.7$ seg, y que al acumular daños conforme continuaba el largo sismo, alargaron su periodo llevándolo cada vez más cerca al del terreno, lo cual agravó las aceleraciones que experimentaban hasta llegar a la resonancia; es decir, a la coincidencia del periodo entre la excitación del terreno y el fundamental de la estructura degradada.

En cambio, los edificios más viejos construidos en la zona del lago de la Ciudad de México, libraron el sismo del 85 bastante bien debido a que su construcción masiva y corta altura (dos o tres pisos) los ponían fuera del intervalo de resonancia del terreno, al tener periodos naturales $T < 0.5$ seg.

El tercero de los factores apuntados que afectó la resistencia de las estructuras fue la separación entre edificios contiguos. Muchas edificaciones sufrieron daños severos por el choque con construcciones adyacentes, fundamentalmente porque no se respetaron las restricciones del Reglamento en vigor. Sin embargo, incluso en los contados casos en que sí se respetaron, las restricciones resultaron insuficientes en ocasiones para evitar que los edificios se golpearan y sufrieran daños estructurales. En estos casos, las mayores cargas sísmicas absorbidas por las estructuras y las mayores deformaciones laterales que experimentaron ocasionaron los choques.

Aquí vale la pena comentar otro factor que se puso de manifiesto en estos sismos: el concreto fabricado con agregados pétreos extraídos de bancos cercanos a la Ciudad de México, resultó sistemáticamente con módulos de elasticidad menor que la calculada con la expresión recomendada en el Reglamento. Esto provocó deformaciones mayores que las esperadas y un comportamiento distinto del calculado.

2. *Estimación de los movimientos probables del terreno*

La información estadística disponible de los movimientos del terreno, con la cual se formuló el Reglamento de 1976, estimaba movimientos con aceleraciones pico del terreno de 50 gals. Así los espectros de respuesta lineal elástica para diseño, con 5% de amortiguamiento eran los mostrados en la figura 7-18 para los tres tipos de terreno establecidos para la Ciudad de México. Sin embargo, los registros del sismo del 85 grabados en esta ciudad, ubicada a 400 km del epicentro, muestran intensidades muy diferentes en distintos sitios de la población, desde los movimientos esperados en la zona firme (registros de las estaciones C.U. y Tacubaya), con aceleraciones del orden de los 39 gals, hasta los registrados en la zona del lago con estratos de arcillas suaves de profundidad media (35 a 40 M) como el de la estación SCT, con aceleraciones pico del orden de los 168 gals, más de cuatro veces que las registradas en terreno firme.

Lo anterior puso de manifiesto una amplificación dinámica jamás esperada de las aceleraciones ocasionadas por las condiciones del terreno, considerada única en los anales de la ingeniería sísmica.

La importancia de este factor se resalta al comparar los espectros de respuesta elástica de diseño según el Reglamento de 1976, con el espectro de respuesta obtenido para la estación SCT con 5% de amortiguamiento (Fig. 7-19) donde resulta por demás evidente la enorme cantidad de comportamiento inelástico que tuvieron que desarrollar las

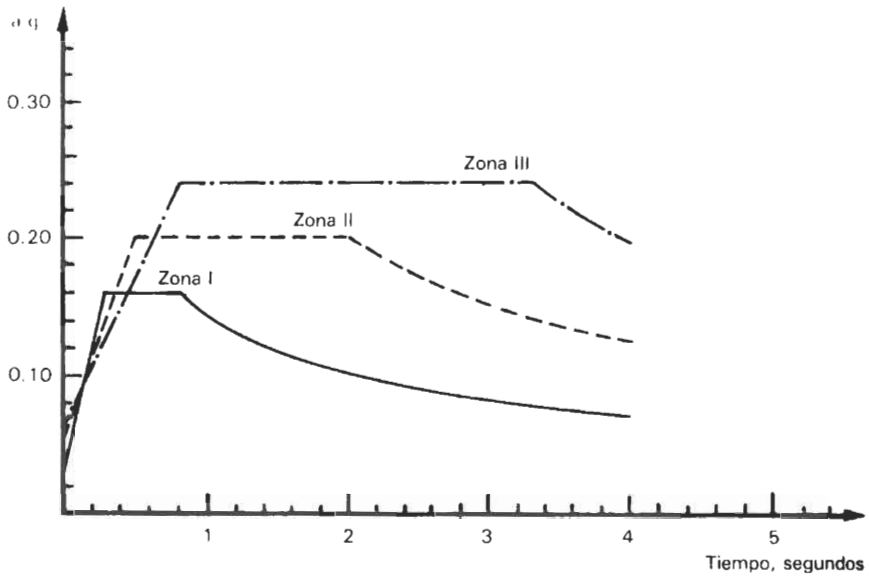


Figura 7-18 Espectros elásticos para los tres tipos de suelo del Distrito Federal, según el Reglamento 1976.

estructuras en este sismo (demanda de ductilidad), sobre todo aquellas cuyo periodo natural de oscilación varía entre 1.2 y 3.2 segundos. Ya se mencionó que para el caso de los edificios con periodo fundamental $T = 2$ seg, las aceleraciones espectrales con 5% de amortiguamiento fueron de 983 gals. Esto, comparado con las máximas aceleraciones pico del terreno de 168 gals representa otra amplificación de 5.85, valor que es considerablemente mayor que los considerados en el Reglamento.

Además se pudo establecer que debido al numeroso caso de edificios "importantes" (esenciales), como hospitales, escuelas y oficinas de gobierno que fallaron en 1985, el factor de importancia para este tipo de edificaciones, que se había establecido en 1.3, resultó insuficiente, por lo que las nuevas normas lo incrementaron a 1.5.

La figura 7-19 muestra también los espectros elásticos de diseño del Reglamento de las construcciones en la Ciudad de México, emitidos después de los sismos de 85.

Estos espectros de diseño han evolucionado según el estado del conocimiento para especificar los criterios de diseño sismorresistente y el denominado "sismo de diseño".

Sin duda, este estado es el punto más delicado en el proceso de diseño; implica que al establecer el "sismo de diseño", se consideren los tres

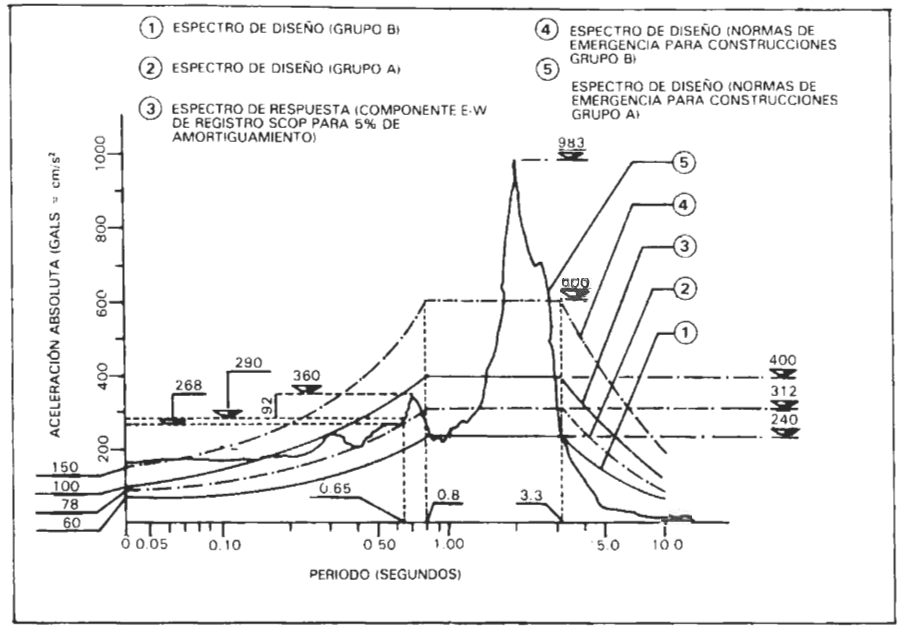


Figura 7-19 Espectros de respuesta para la zona compresible de la Ciudad de México (Tomado de la Ref. 29).

estados límite principales de los edificios con respecto a su respuesta: *nivel de servicio*, o nivel en el cual se espera que el edificio continúe proporcionando la función primordial para la cual fue creado; *nivel de daño esperado*, donde se limita el daño a niveles predeterminados de economía y que puedan ser reparados; y *nivel de seguridad* contra el colapso, donde ningún nivel de daño que sufra el edificio ha de poner en peligro la vida de sus ocupantes.

Para mantener los límites de servicio de los edificios, es deseable que el sismo de diseño sea tal que haga que los mismos se comporten dentro de un intervalo linealmente elástico. Para ello, el espectro de respuesta para diseño debe ajustarse a las condiciones del sitio; a los valores confiables del amortiguamiento; a métodos para el cálculo de los periodos naturales de los edificios, de los esfuerzos internos de la estructura y a esfuerzos permisibles para su comparación, consistentes con el comportamiento esperado.

En cambio, establecer un adecuado sismo de diseño por estados límite de daño y de seguridad contra el colapso, implica la derivación de un espectro de respuesta inelástica de diseño confiable. Esto requiere una caracterización completa de los graves movimientos esperados del terreno del sitio y de las respuestas estructurales. Sin embargo, los mé-

todos usuales para el cálculo del espectro de respuesta inelástica no toman en cuenta la duración del sismo, como sucedió en México, por lo cual aún se requieren estudios analíticos y experimentales abundantes a fin de obtener la información necesaria para fijar estos sismos de diseño, según lo sugieren las referencias 24 y 25, en los que se obtienen dichos espectros mediante análisis dinámicos no lineales tiempo-historia de estructuras con distintos grados de ductilidad.

3. *Estimación de la respuesta estructural sísmica de los edificios*

La respuesta estructural se puede estimar mediante un análisis lineal elástico y la distribución de las cargas laterales equivalentes, solas o afectadas de un factor de carga, dependiendo si se hace un diseño sobre la base de esfuerzos permisibles (niveles de servicio) o de resistencia última (estados límite).

Se acostumbra evaluar las cargas laterales equivalentes en relación con un cortante basal definido como una porción del peso de la estructura. Esta porción, llamada coeficiente sísmico C_s, depende a su vez, como se dijo antes, de la respuesta de la estructura. Se supone que el cortante basal se distribuye a lo largo de la altura del edificio en forma lineal directamente proporcional al producto del peso del entrepiso multiplicado por su altura desde la base, e inversamente proporcional a la suma de los productos del peso de cada piso por su respectiva altura. Algunos reglamentos establecen una porción adicional de esta cortante concentrado en el nivel superior, para tomar en cuenta el efecto de los modos superiores de vibración de la estructura.

Se ha observado, tanto en los sismos recientes como en trabajos experimentales de laboratorio (Refs. 26 y 27), que las estructuras no siempre responden conforme las simplistas hipótesis anteriores; es decir, existen diferencias importantes cuando el grado de uniformidad no es el idealizado. Por ejemplo, en el caso de un edificio cuya estructura contiene una combinación de muros de cortante y marcos continuos, las fuerzas laterales no se distribuyen en forma proporcional a sus rigideces, como se suponía, sino que el efecto de la fuerza axial (de tensión en unos casos y de compresión en otros, por efecto del momento de volteo) altera esta distribución. De la misma manera, este efecto hace que las deformaciones producidas a cada elemento por la fluencia plástica sean distintas; entonces, algunos elementos alcanzan primero la fluencia y luego los otros, con lo cual el factor de ductilidad de unos y otros es diferente. Lo mismo podría decirse de los edificios con forma irregular. Para estos últimos es conveniente tomar en cuenta las características dinámicas de sus estructuras a fin de distribuir mejor el cortante basal a lo largo de la estructura.

El análisis anterior hace evidente el cuestionamiento de la confiabilidad de los métodos utilizados para estimar la respuesta estructural. Por ejemplo, dividir el espectro lineal de aceleraciones entre el factor de ductilidad, puede justificarse acaso cuando la estructura se somete a pulsos muy cortos de aceleración (con respecto a su periodo fundamental) y el suministro de energía para la estructura linealmente elástica es el mismo que para la estructura inelástica (perfectamente plástica), situaciones que por desgracia no son realistas en la mayoría de las respuestas de los edificios a los temblores.

Consideraciones como la anterior se pusieron de manifiesto en los sismos de México de septiembre de 1985, donde se vio que, para algunos casos, se abusó de la reducción por ductilidad, punto que se corrigió en las nuevas normas de 1985 (de Emergencia) y en el Reglamento de 1987 (Refs. 15 y 22).

Por último, se pudo observar también que no es posible aplicar en forma indiscriminada un enfoque simplista para determinar el periodo fundamental T de una estructura, el cual se empleó para la selección apropiada del valor del coeficiente sísmico C_s. Las ecuaciones empíricas que valúan T en función del número de pisos de un edificio basándose en relativamente pocos datos experimentales de vibraciones medidas en edificios existentes pueden conducir a valores erróneos del periodo fundamental de la estructura. Igual ocurre con las que, considerando la estructura del edificio empotrado en su base, utilizan métodos bien definidos de la dinámica estructural para la obtención de T.

Resulta, pues, importante considerar tanto el efecto rigidizante de los muros interiores, por lo general despreciado, como el de una posible degradación previa de la estructura, ya que los valores de T son muy sensibles a estos parámetros. También debe considerarse la estructura y la cimentación como un solo elemento y no como elementos aislados y, en lo posible, también el efecto de la fuerza axial en la obtención de T.

Todo ello nos llevaría a manejar un intervalo de valores de T para los cuales se pudiera valuar otro intervalo de valores de C_s, con los cuales se lograría tener una mejor estimación de la respuesta del programa de investigación conjunta entre Estados Unidos y Japón, enfocado en gran parte a la prueba a escala de ensamblajes completos de estructuras de concreto en mesas vibratorias.

El sismo de Chile de 1985 dejó otras lecciones importantes, sobre todo para los lugares donde los sismos también son violentos y de corta duración, como ocurre en los suelos firmes.

La tremenda componente vertical de las aceleraciones sísmicas del terreno medida en la estación Llolleo, merece una consideración especial en la posible respuesta de los edificios. Por su parte, la componente horizontal en la dirección N10E registrada en dicha estación, con una duración de casi 50 segundos, fue sin duda la que produjo el mayor daño.

Se ha podido observar, considerando su espectro de aceleraciones con 5% de amortiguamiento (Ref. 28), que si un movimiento de esta naturaleza ocurriese por ejemplo en Estados Unidos excedería en forma significativa el valor de las aceleraciones previstas por el Reglamento ATC (A_a = 0.40 g, que considera una amplificación dinámica de 2.5), particularmente en los edificios cuyos periodos naturales de oscilación estuvieran en el intervalo ϕ de T = 0.1 a T = 0.8 segundos. Más aún, el potencial de daño del movimiento registrado en Llolleo es bastante más grande que cualquier registro obtenido o considerado por cualquier código sísmico en el mundo, para edificios rígidos localizados sobre terrenos firmes.

Luego de un análisis cuidadoso de los registros del temblor de Chile de 1985, y de los espectros de respuesta lineal elástica derivados de ellos, se concluye que los factores de amplificación dinámica son mayores que los que se emplean en la actualidad en el código ATC, ya que habiéndose registrado un factor máximo de 3.6, recomiendan 2.71, considerando un nivel de probabilidad de sigma uno y 5% del amortiguamiento crítico.

Definitivamente, la enorme duración de los temblores de México y de Chile ocurridos en 1985, mucho más prolongados que cualesquiera otros registrados con anterioridad, indican que las estructuras actuales, diseñadas según los reglamentos sismorresistentes, pueden sobrellevar un número significativamente alto de inversiones de cargas sísmicas, desarrollando valores de las demandas de ductilidad muy superiores a los que se imaginaba fueran capaces de soportar.

En la medida en que la instrumentación y estudios de temblores como los de México y Chile de 1985, nos provean de datos e información importante para calibrar y ajustar la tecnología existente del diseño sismorresistente, la seguridad y confiabilidad de los diseños estructurales modernos será cada vez mayor.

REFERENCIAS

1. Saragoni, R.H. et al., "Análisis de los Acelerogramas del Sismo de Marzo de 1985", Parte I. Universidad de Chile, Santiago, Chile. Diciembre 1985.
2. E.E.R.I. Special Earthquake Report, "Earthquake in Chile, March 3, 1985". E.E.R.I. Newsletter, May 1985, Vol. 19, Num. 5, Berkeley, California.

3. Dowrick, D.F., "Preliminary Field Observations of the Chilean Earthquake of March 3, 1985".
4. Booth, E., "Quake Team Ponder Chilean Anomalies", New Civil Engineer, April 4, 1985, London, England.
5. Ordenanza General de Construcción y Urbanización. "Norma Chilena NCh 433 of. 72. Cálculo Antisismo de Edificios". Instituto Nacional de Normalización, Editorial Jurídica de Chile.
6. Monge E. Joaquín y otros "El Sismo de Marzo de 1985, Chile", Acero Comercial, S.A.
7. ONEMI, 1985. "Apreciación de los Efectos del Sismo del día domingo 3 de marzo de 1985 (listado de daños)". Oficina Nacional de Emergencia del Ministerio del Interior. Chile.
8. Pardo, M., Compte, D. y Eisemberg, A., 1985. "Secuencia Sísmica de Marzo de 1985". Gaceta de los Investigadores del Ambiente, Año I, No. 1 P. II, Santiago.
9. Meli, R. et al. "Efectos de los sismos de septiembre de 1985 en las construcciones de la Ciudad de México. Aspectos estructurales" Segundo Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM, México (Nov. 1985).
10. Borja, G. et al. "Estadística del daño en las edificaciones de la Ciudad de México, producido por los sismos de septiembre de 1985" ICA Group (Enero 1986).
11. Hanson, R. Martin H. and Martínez-Romero E., "Performance of Steel Structures in the september 19-20, 1985 Mexico Earthquake" Proceedings. AISC'S National Engineering Conference. Nashville, Tenn. (June 1986).
12. Martínez-Romero E. et al. "Evaluación de daños en las edificaciones metálicas producidos por los sismos de septiembre de 1985 en la Ciudad de México". Investigación patrocinada por el AISI y el IMCA.
13. Applied Technology Council (ATC). "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings." NBS SP. 510, pp. 329 Fig. C1-16.
14. Ávila, J. Meli, R. "Respuesta inelástica ante el acelograma de SCT del Sismo del 19 de septiembre de 1985" Memorias. IV Conferencia Nacional de Ingeniería Estructural. Veracruz, Ver. (Mayo 1986).
15. Departamento del Distrito Federal, "Normas de Emergencia al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal" Diario Oficial de la Federación, México (Oct. 1985).
16. Martínez-Romero, E. y Cassaro, M. "The Mexico Earthquakes 1985, Factors Involved and Lessons Learned", Proceedings of the International Conference. American Society of Civil Engineers, 1987.
17. Iglesias, J., Aguilar, J., Mota, O. y Terán, A. "Intensidad del Sismo de 1985 en la Ciudad de México". Revista IMCYC, No. 193, Vol. 25, Junio 1987.
18. Umemura, H. "Guideline to Evaluate Seismic Performance of Existing Medium and Low-Reinforced Concrete Buildings and its Applications". Proc. 7WCEE, Vol. 4, Estambul, Turquía, 1980.
19. Hirosawa, M. et al. "Analysis on Damage of the Namioka Town Hospital Building Research Institute, Japón, Agosto 1985.
20. "Standard for Evaluation of Seismic Capacity of Existing Reinforced Concrete Buildings". Japan Building Disaster Prevention Association, 1977.
21. Shiga, T. "Earthquake Damage and the Amount of Walls in Reinforced Concrete Buildings" Proc. 6WCEE, Vol. 7, Nueva Delhi, India, 1977.
22. Reglamento para las Construcciones en el Distrito Federal, Diario Oficial de la Federación, 3 de Julio de 1987.
23. Tamez, Enrique. "Seismic Design Criteria for Foundations on Control Piles". Proceedings of the International Conference on the Mexico Earthquakes of 1985, ASCE. Mexico Section. September 1986.
24. Mahin, S.A. and Bertero, V.V. "An Evaluation of Inelastic Seismic Design Spectra" Journal Structural Division of the ASCE, Vol. 107, No. ST9 September 1981, pp. 1177-1195.
25. Newmark, N.M. and Riddell R., "Inelastic Spectra for Seismic Design" Proceedings, Seventh World Conference on Earthquake Engineering. Estambul, Turquia, 1980. Vol. 4, pp. 129-136.
26. Del Valle, E. and Prince, J., "Analytical and Experimental Studies of Vibration in Two Buildings", Proceedings, Third World Conference on Earthquake Engineering, Volume II, pp. II-468 to II-662, Nueva Zelandia, 1965.

27. Wight, J.K., editor "Earthquake Effects on Reinforced Concrete Structures: U.S.-Japan Research" ACI SP-84 American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 1985.
28. Bertero, V.V. "Lessons Learned from Recent Earthquakes and Research and Implications for Earthquake-Resistant Design of Building Structures in the United States". Earthquake Spectra, Vol. 2, No. 4, 1986, EERI.
29. Escamilla, S. y Pérez Ruiz, R., "Comportamiento de la Estructura Elevada de la línea 4 del Metro de la Ciudad de México, ante el sismo del 19 de septiembre de 1985". V Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, S.M.I.E., Veracruz, Ver. México. Mayo 3, 1986.

APÉNDICE

Introducción

En el *Análisis estático* se busca conocer los desplazamientos y esfuerzos que se generan en las estructuras cuando éstas se ven sometidas a cargas estáticas, esto es, que no varían con el tiempo.

En el *Análisis dinámico* se busca conocer los desplazamientos y esfuerzos que se generan en las estructuras, cuando éstas se ven sometidas a cargas dinámicas, esto es, que varían con el tiempo. De hecho, no existen cargas estáticas, ya que todas se aplican de alguna manera, lo cual implica variación de la magnitud de la carga con el tiempo; sin embargo, se puede considerar que las cargas son estáticas cuando se aplican "suficientemente despacio", o sea que el tiempo que tardan en aplicarse es bastante mayor que el periodo de vibración de la estructura (el tiempo que tarda la estructura en completar un ciclo de vibración). Considerando lo anterior, se desprende que la mayoría de las estructuras en ingeniería civil pueden diseñarse como si las cargas fueran estáticas; sin embargo, existen importantes excepciones: 1) estructuras sujetas a fuerzas alternantes causadas por maquinaria oscilatoria; 2) estructuras sujetas a fuerzas aplicadas repentinamente, como presiones por explosión o ráfagas de viento; y 3) casos en que los soportes de la estructura se mueven como un edificio durante un sismo. Véase cuadro 1.

Cuadro 1

ANÁLISIS SÍSMICO

1) SIMPLIFICADO: *Requiere se cumpla:*
- El 75% de las ligadas entre sí.
- Cuando menos 2 o con un $\measuredangle < 20°$
- $l/b \leq 2$
- $h/b \leq 1.5$
- $h \leq 13$ m.

2) ESTÁTICO *Si* $h < 60$ m

Sin calcular el periodo fundamental de vibración.

$$F_i = \frac{C}{Q} \text{ o } a_0$$

rige al mayor

Calculando el periodo fundamental con la fórmula de Schwartz.

$$T = \frac{2\pi}{6.3} \quad \frac{1}{2} \frac{\Sigma W_i X_i^{2\,1/2}}{\Sigma P_i X_i}$$

3) DINÁMICO Si $h > 60$ m

MODAL
- Cont. mod. — AL MENOS 3 MODOS NO LOS MENORES
- Periodo — DE T < 4 s.

PASO A PASO ANTE TEMBLORES ESPECÍFICOS
- Utilizando la descomposición modal.
- Directamente las ecuaciones de equilibrio.

cargas soportadas por muros mediante losas corridas.

muros perimetrales paralelos en cada nivel.

No calculan los desplazamientos.

Se calcula la fuerza cortante en cada nivel de dos direcciones ortogonales (mediante los coeficientes sistémicos y se revisa que sea menor que la capacidad al corte de muros.*

*Consúltese el Reglamento de la Construcción.

$$\frac{\Sigma W_i}{\Sigma W_i h_i} \quad W_i h_i$$

$C \rightarrow$ p. 35
$Q \rightarrow$ p. 36-38
$a_0 \rightarrow$ p. 39

$T < T_1$:

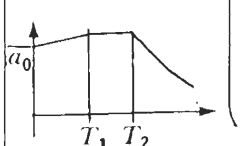
$$F_i = \frac{\left[a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_1} \right]}{Q'} \frac{\Sigma W_i}{\Sigma W_i h_i} \quad W_i h_i$$

$$Q' = 1 + (Q - 1) \frac{T}{T_1};$$

$T_1 < T < T_2$: No hay reducción. Misma fórmula que sin calcular el periodo.

$T_2 < T$:

T_1 y T_2 son los periodos característicos del espectro de diseño



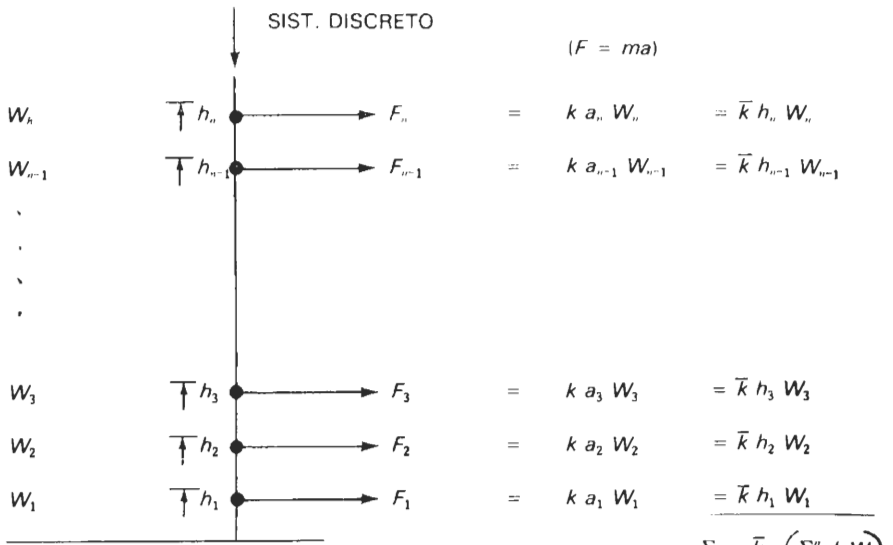
$$F_i = (k_1 h + k_2 h^2) \frac{C}{Q} W_i$$

$$k_1 = q \left[1 - r(1 - q) \right] \frac{\Sigma W_i}{\Sigma W_i h_i}$$

$$k_2 = 1.5\, rq(1 - q) \frac{\Sigma W_i}{\Sigma W_i h_i^2}$$

$$q = (T_2/T)^r \qquad : r \text{——p. 39}$$

(fracción de la gravedad)


SIST. DISCRETO
(F = ma)
W_n h_n F_n = k a_n W_n = k̄ h_n W_n
W_n-1 h_n-1 F_n-1 = k a_n-1 W_n-1 = k̄ h_n-1 W_n-1
W_3 h_3 F_3 = k a_3 W_3 = k̄ h_3 W_3
W_2 h_2 F_2 = k a_2 W_2 = k̄ h_2 W_2
W_1 h_1 F_1 = k a_1 W_1 = k̄ h_1 W_1
Σ = k̄ (Σ_i=1^n h_i W_i)

$W = \Sigma_{i=1}^{n} W_i$ Condición

$$\frac{\bar{K}(\Sigma h_i W_i)}{\Sigma W_i} = \underbrace{\left(\frac{C}{Q} \text{ o } a_0\right)}_{\text{el mayor}}$$

Se despeja a $$\bar{K} = \left(\frac{C}{Q} \text{ o } a_0\right) \frac{\Sigma W_i}{\Sigma W_i h_i}$$

L Q Q D.

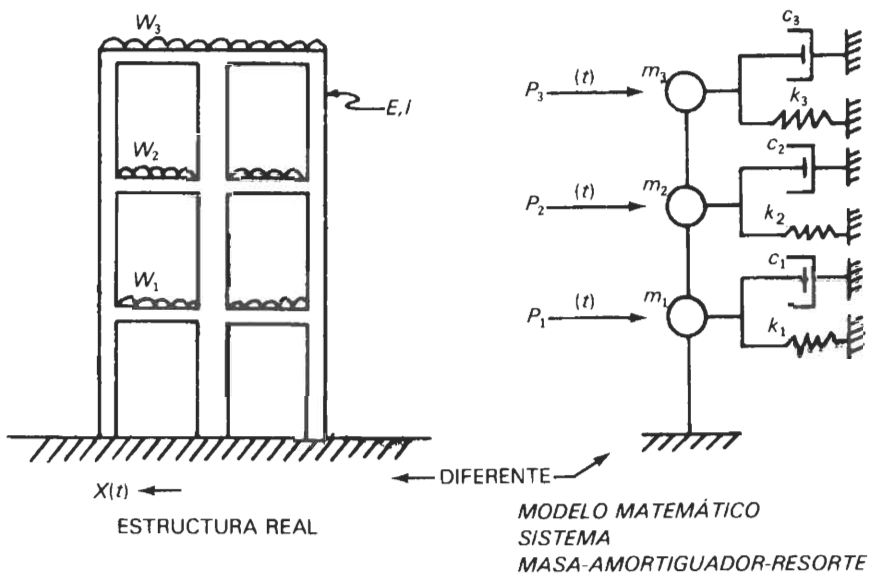
$$\therefore F_i = \left(\frac{C}{Q} \text{ o } a_0\right) \frac{\Sigma W_i}{\Sigma W_i h_i} \times h_i W_i$$

Aspectos importantes de la dinámica estructural

—Generalidades

Para conocer la respuesta de: determinada estructura ante una excitación dinámica, será necesario hacer una idealización de la estructura, para transformarla en un sistema que acepte ser representado matemáticamente mediante algún modelo sencillo, el cual contenga los parámetros necesarios y suficientes para que la solución matemática represente el comportamiento de la estructura real. La concepción del modelo es una parte definitivamente importante de la solución del problema, ya que en esta parte aparecen hipótesis para tomar en cuenta sólo las características relevantes de la estructura real. En esta modelación interviene en forma decisiva la experiencia y buen criterio del analista.

En términos generales, las estructuras se idealizan mediante sistemas masa-amortiguador-resorte como los mostrados a continuación:



En el modelo matemático, las m_i representan las masas que gravitan en los niveles i, tomando en cuenta la masa propia de la estructura, asignando p.e.a. m_2 la mitad de los muros y columnas de los entrepisos 2 y 3; las c_i representan el amortiguamiento de los niveles i y los k_i la rigidez de los mismos: las $P_i(t)$ representan las fuerzas de inercia que se generan en cada una de las masas i debido a la aceleración del terreno $X(t)$ durante un movimiento sísmico.

Así, es posible plantear ecuaciones de equilibrio dinámico en cada una de las masas y representarlas matricialmente de la siguiente manera:

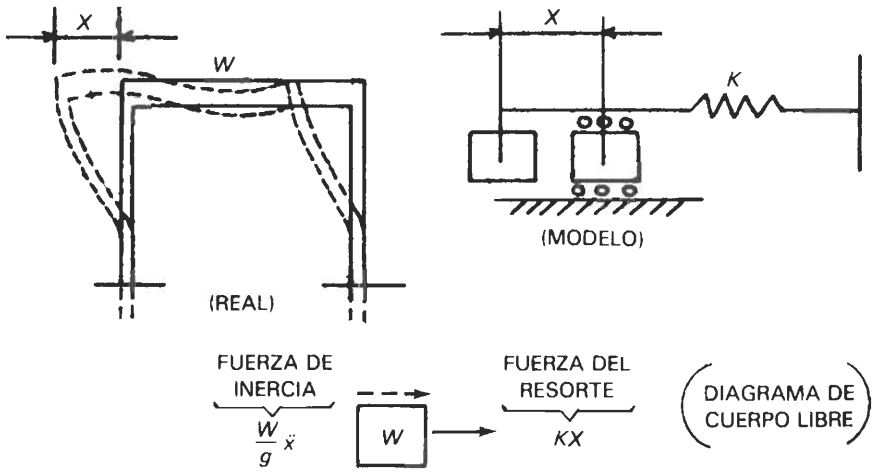
$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = \{P(t)\}$$

[1]La matriz $[K]$ es una matriz de rigideces translacionales de los niveles, la cual considera a los demás grados de libertad de los niveles de manera implícita. Se puede obtener por medio de una contracción de la matriz de rigideces total del sistema (o condensación estática) mediante un análisis de Kani o Cross y, en algunas ocasiones, por medio de las fórmulas de Wilbur, las cuales la mayoría de las veces dan valores poco aproximados.

Donde el vector $\{X\}$ representa los desplazamientos de los diferentes niveles; la matriz $[M]$ contiene a las masas m, y es una matriz diagonal; la matriz $[K]$ contiene las rigideces de los niveles y es simétrica y la matriz $[C]$ contiene los amortiguamientos y debe cumplir la siguiente condición para que el sistema planteado tenga una correcta solución.

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad \text{(Condición de Caughey } -1961-\text{)}$$

—Vibración libre de un sistema de un grado de libertad sin amortiguamiento



Ecuación de equilibrio dinámico: $\frac{W}{g}\ddot{X} + KX = 0$

La cual se puede escribir: $\ddot{X} + \frac{gK}{W}X = 0$

Donde $\omega^2 = \frac{gk}{w}$ Ya que esta cantidad siempre es positiva se tiene:

$$\ddot{X} + w^2x = 0$$

[2]La matriz $[C]$ presupone que el amortiguamiento es proporcional a la velocidad de las masas al desplazarse, lo cual es sólo una consideración relativamente buena; pero más que nada, facilita la resolución del sistema de ecuaciones diferenciales. En realidad, el amortiguamiento de las estructuras se debe a la fricción interna de las partículas de la estructura, a rozamientos entre elementos estructurales y no estructurales, al comportamiento de sus juntas y a rozamientos con el medio que la rodea, este amortiguamiento queda representado parte como amortiguamiento de Coulomb (o friccionante, el cual es constante y no depende del movimiento de la estructura); parte como amortiguamiento del tipo viscoso (o proporcional a la velocidad) y parte como amortiguamiento que varía con el cuadrado de la velocidad.

Cuya solución general es:

$$x = A \cos wt + B \text{ sen } wt$$

En la cual A y B se valúan con base en condiciones iniciales.

Supóngase que para $t = 0$ se tiene que $x = x_0$ y $\dot{x} = 0$

Sustituyendo $t = 0$ y $x = x_0$ en la solución general se tiene

$$x_0 = A$$

Derivando la solución general respecto a t

$$\dot{x} = -A\omega \text{ sen } \omega t + B\omega \cos \omega t$$

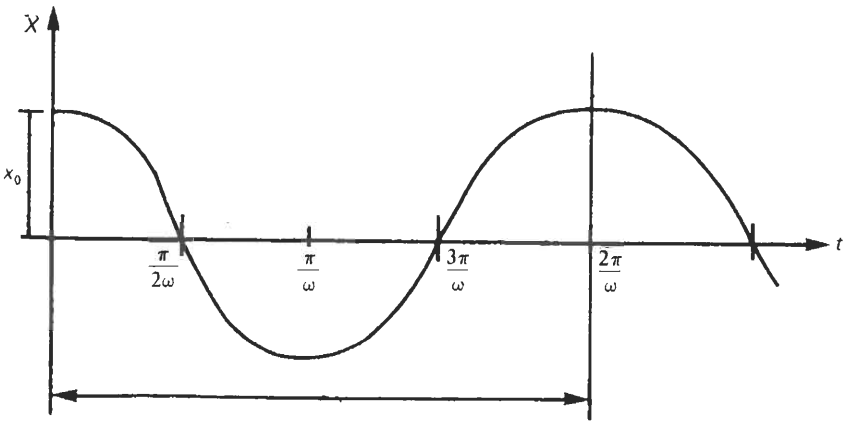
y sustituyendo en esta expresión $t = 0$ y $x = 0$ se tiene:

$$B = 0$$

y por tanto

$$x = x_0 \cos wt$$

cuya representación en un plano $t - x$ es:



Es decir, x_0 resultá ser la semiamplitud del movimiento y w la frecuencia del movimiento periódico. A esta frecuencia se le llama FRECUENCIA CIRCULAR, se mide en rad/s y se calcula como $w = \sqrt{\frac{gK}{W}}$

Si se quiere expresar la frecuencia en ciclos por segundo, basta dividir la FRECUENCIA CIRCULAR entre 2π radianes (ya que un ciclo = 2π (radianes). A esta frecuencia se le llama FRECUENCIA NATURAL y se le designa con f

$$f = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{gK}{W}}$$

El inverso de esta cantidad es el tiempo que transcurre para realizarse un ciclo completo; se llama PERIODO NATURAL y se designa con T.

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{W}{gK}}$$

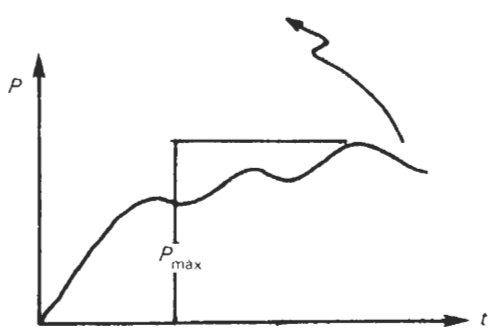
—Vibración forzada de un sistema de un grado de libertad sin amortiguamiento

En este caso la ecuación de equilibrio dinámico resulta:

$$\frac{w}{g}\ddot{X} + Kx = P(t)$$

donde $P(t)$ se puede expresar como

$$P(t) = P_{máx} f(t)$$

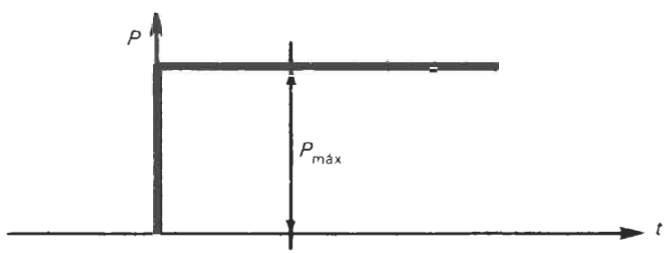


Por tanto $\frac{W}{g}\ddot{X} + Kx = P_{máx} f(t)$

$$FDC = \omega \int_{t_0}^{t} f(t') \operatorname{sen}(t-t')\, dt'$$

La integral anterior se llama INTEGRAL DE DUHAMEL y resulta ser la convolución de dos funciones $f(t')$ y $h(t-t')$, con la cual es posible pasar del dominio del tiempo al dominio de las frecuencias.

Ejemplo de aplicación: calcúlese la respuesta dinámica de un sistema de un grado de libertad sometido a una carga súbita.



El sistema excitador es $P = 0$ para $t < 0$

$P = P_{máx}$ para $t \geq 0$

y $f(t) = 1$

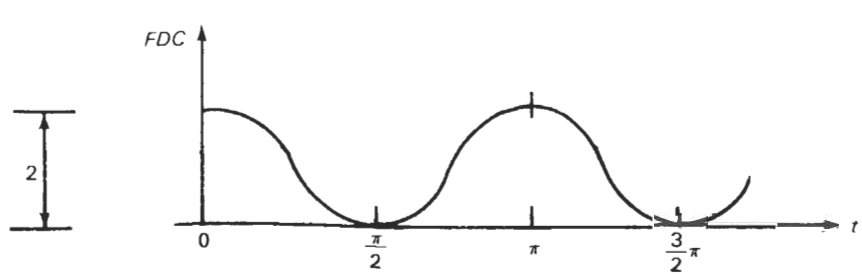
$$FDC = \omega \int_0^t \operatorname{sen}\omega(t-t')\, dt'$$

$$= \int_0^t -\operatorname{sen}\omega(t-t')\,(-\omega dt')$$

$$= \cos\omega(t-t')\Big]_0^t$$

$$= \cos\omega(0) - \cos\omega t$$

$$= 1 - \cos\omega t$$



Se divide entre w/g y se tiene

$$\ddot{X} + \frac{gK}{W} X = \frac{P_{max} g}{W} f(t)$$

Se llama $w^2 = \frac{gK}{W}$

y: $q = \frac{P_{máx}\, g}{W}$

se obtiene $\ddot{X} + w^2 x = q\, f(t)$

La solución es:

$$X = x_0 \cos w\,(t - t_0) + \frac{\dot{X}_0}{w} \operatorname{sen} w\,(t - t_0) +$$

$$+ \frac{q}{\omega^2}\,\omega \int_{t_0}^{t} f(t')\operatorname{sen}\omega\,(t - t')\,dt'$$

Y a partir de condiciones iniciales nulas, es decir, $x_0 = 0$ y $\dot{x}_0 = 0$ se tiene:

$$X = \frac{q}{\omega^2}\,\omega \int_{t_0}^{t} f(t')\operatorname{sen}\omega\,(t - t')\,dt'$$

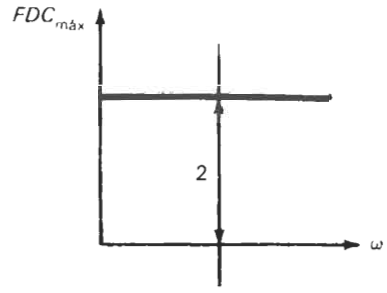
pero $\frac{q}{\omega^2} = \frac{P_{max}}{K} = X_{est.\ máx}$

y por lo tanto

$$X = X_{est\ máx}\,\omega \int_{t_0}^{t} f(t')\operatorname{sen}\omega\,(t - t')\,dt'$$

O sea que el desplazamiento ante la excitación dinámica se puede calcular como el desplazamiento estático que se presentaría para el valor máximo de $P(t)$ multiplicado por un factor, el cual se llama FACTOR DINÁMICO DE CARGA.

$$X = X_{est}\ (FDC)$$



Nótese que al aplicar la carga en forma súbita se obtienen desplazamientos del doble de los estáticos y, en consecuencia, se tienen esfuerzos del doble de los calculados estáticamente.

—Vibración libre de un sistema de un grado de libertad con amortiguamiento viscoso

La ecuación de equilibrio es

$$\frac{W}{g}\ddot{X} + C\dot{X} + kx = 0$$

Div ÷ W/g: $\ddot{X} + \frac{cg}{W}\dot{X} + \frac{gk}{W} X = 0$

Al llamar $2\beta = \frac{cg}{W}$; y $\omega^2 = \frac{gk}{W}$

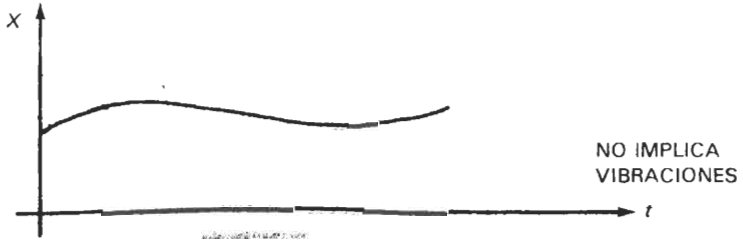
se tiene $\ddot{X} + 2\beta\dot{X} + \omega^2 x = 0$

y la solución es:

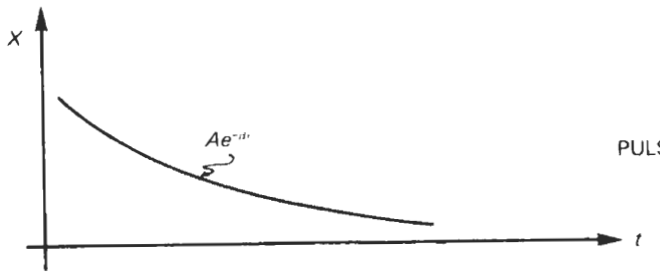
$$X = e^{-\beta t}\left[C_1 e^{\sqrt{\beta^2 - \omega^2}\,t} + C_2 e^{-\sqrt{\beta^2 - \omega^2}\,t}\right]$$

Pueden ocurrir tres casos:

1. Que $\sqrt{\beta^2 - \omega^2}$ sea real $(\beta^2 > \omega^2)$

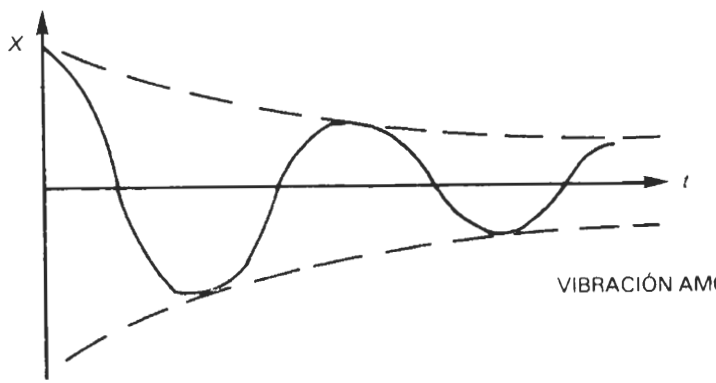


2. Que $\sqrt{\beta^2 - \omega^2}$ sea nulo $(\beta^2 = \omega^2)$



PULSO NO PERIÓDICO

3. Que $\sqrt{\beta^2 - \omega^2}$ sea complejo $(\beta^2 < \omega^2)$



VIBRACIÓN AMORTIGUADA

En este tercer caso se presenta vibración de tipo amortiguada, el cual puede ser descrito por

$$X = e^{-\beta t}\left[C_1 \operatorname{sen} pt + C_2 \cos pt\right]$$

Donde $p = \sqrt{\omega^2 - \beta^2}$

El amortiguamiento tiende a cambiar el valor de la frecuencia del movimiento vibratorio y las amplitudes tienden a disminuir.

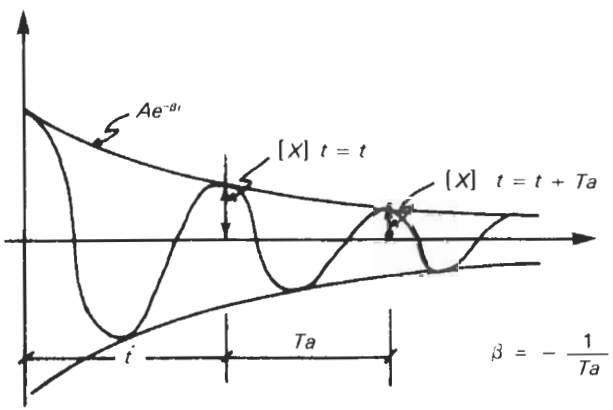
Así, el periodo podría valorarse como:

$$Ta = \frac{2\pi}{p} = \frac{2\pi}{\sqrt{\omega^2 - \beta^2}} = \frac{2\pi}{\omega\sqrt{1 - \left(\frac{\beta}{\omega}\right)^2}} = \frac{T}{\sqrt{1 - \left(\frac{\beta}{\omega}\right)^2}}$$

Se puede ver que:

si $\frac{\beta}{\omega} < 0.10$ El periodo amortiguado es aproximadamente igual al no amortiguado.

Si se dispusiera de registros de vibración de una estructura, se podría conocer el valor del amortiguamiento β.



$$\beta = -\frac{1}{Ta} L_e \frac{[X]\ t = t}{[X]\ t = t + Ta}$$

Basta obtener de los registros los valores de ordenadas máximas entre dos valores distantes Ta y establecer la expresión anterior para evaluar β.

Evalúese c, que hace que $\beta^2 = \omega^2$

Se parte de $2\beta = \frac{cg}{W} \Rightarrow \beta^2 = \frac{c^2 g^2}{4W^2}$

$$\omega^2 = \frac{gk}{W}$$

$$\therefore \frac{c^2 g^2}{4W^2} = \frac{gk}{w} \Rightarrow c = 2\sqrt{\frac{kw}{g}}$$

Para este valor del amortiguamiento el movimiento vibratorio deja de existir y se llama AMORTIGUAMIENTO CRÍTICO.

$$Ccrit = 2\sqrt{\frac{kw}{g}}$$

Se puede establecer que $\frac{C}{Ccrit} = \left(\frac{\beta}{\omega}\right) = \zeta$

La cantidad ζ se llama PORCENTAJE DE AMORTIGUAMIENTO CRÍTICO y es una medida del amortiguamiento existente en las estructuras.

Para $\zeta = 0$ NO EXISTE AMORTIGUAMIENTO (VIBRACIÓN LIBRE)
Para $\zeta = 1$ EXISTE AMORTIGUAMIENTO CRÍTICO (NO HAY VIBRACIÓN)

En las estructuras reales, el porcentaje de amortiguamiento viscoso oscila normalmente entre los valores 0.03 a 0.08, por lo que se puede concluir que no influye de manera sensible en la diferencia entre T y Ta y que, por tanto, el valor del periodo amortiguado Ta es aproximadamente igual al valor del periodo no amortiguado T para edificios normales.

—Vibración libre no amortiguada de sistemas de varios grados de libertad

En páginas anteriores se estableció la ecuación de equilibrio dinámico siguiente:

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = \{p(t)\}$$

Similarmente al caso de estructuras de un grado de libertad, considerar o no el amortiguamiento no cambia sensiblemente los periodos (sin embargo, sí puede modificar en forma importante la amplitud del movimiento, lo cual puede ser tomado en cuenta de manera relativamente fácil, como se verá más adelante); además, como se estudiará el caso de vibración libre, se considerará que $\{p(t)\} = \{0\}$ y, por tanto, la expresión anterior se reduce a la siguiente:

$$[M]\{\ddot{X}\} = [K]\{X\} = \{0\}$$

Ecuación que acepta la siguiente solución:

$$\{X\} = \{Y\} \operatorname{sen} \omega_n t$$

En efecto, sustituyendo esta solución y su segunda derivada en la anterior se tiene que:

$$([K] - \omega_n^2 [M])\{y\} = 0$$

Ésta es la condición que se necesita cumplir para que la solución propuesta satisfaga la ecuación diferencial. En esta condición interesa buscar que exista el movimiento, o sea que no se tenga la solución trivial ($\{y\} = \{0\}$) y, por consiguiente, se deberá forzar que el determinante de la matriz de coeficientes sea nulo, es decir:

$$\det([K] - \omega_n^2 [M]) = 0$$

La expansión de este determinante conduce a una expresión que se llama POLINOMIO CARACTERÍSTICO (por representar un problema de valores y vectores característicos), las n raíces de este polinomio son los valores característicos ω_j^2, los cuales resultan ser los cuadrados de las frecuencias circulares ω_j, con las cuales es posible obtener las frecuencias naturales y periodos, ya que:

$$f_j = \frac{\omega_j}{2\pi} \qquad T_j = \frac{2\pi}{\omega_j}$$

Esto significa que existirán tantas frecuencias y periodos como grados de libertad translacionales (iguales al número de niveles normalmente) tenga la estructura.

Obtenidas estas frecuencias se pueden sustituir en la expresión:

$$([K] - \omega_n^2 [M])\{y\} = 0$$

Y obtener para cada ω_j un vector $\{y\}_i$ el cual se llama MODO j y representa la configuración que adoptaría la estructura en sus diferentes grados de libertad i si estuviese vibrando libremente con una frecuencia ω_j. Se tendrán entonces n MODOS, los cuales deberán ser ortogonales entre sí, respecto a la matriz de masas y respecto a la matriz de rigideces; es decir:

$$\left.\begin{aligned} \{y\}_j^T [M]\{y\}_k &= 0 \\ \{y\}_j^T [K]\{y\}_k &= 0 \end{aligned}\right\} \text{(Cuando } j \neq k\text{)}$$

Si además se tiene que $\{y\}_j^T [M]\{y\}_j = 1$, se dice que el modo j está NORMALIZADO.

Siempre será posible multiplicar las configuraciones modales por coeficientes c que fuercen la condición de normalidad,

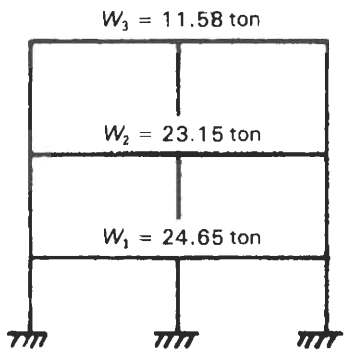
o sea:

$$C_j \{y\}_j^T [M] C_j \{y\}_j = 1$$

$$\Rightarrow C_j = \sqrt{\frac{1}{\{y\}_j^T [M] \{y\}_j}}$$

Tener los modos normalizados es conveniente en ocasiones; sin embargo, no es una condición necesaria. También se dice que los modos se normalizan cuando el desplazamiento de la primera masa de los modos se hace unitario, lo cual tiene también ciertas ventajas (sin embargo, las dos definiciones de modos normalizados no tienen ninguna relación entre sí).

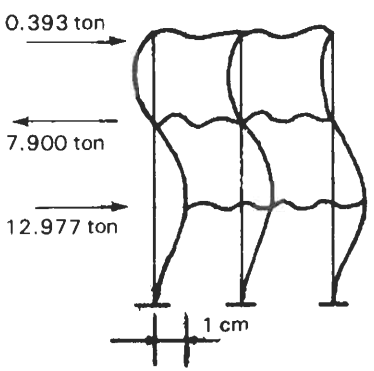
Ejemplo numérico: para la estructura que se muestra en seguida calcúlense las frecuencias, periodos y configuraciones modales. Verifíquese que sean ortogonales entre sí y normalícense.

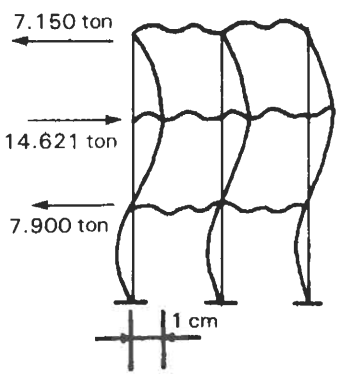


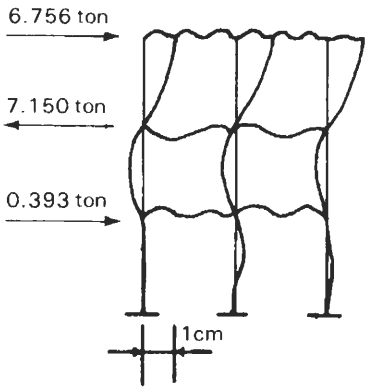
Con lo que se tendría

$$M = \begin{bmatrix} \frac{24.65}{981} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{23.15}{981} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{11.58}{981} \end{bmatrix} \frac{\text{ton-s}^2}{\text{cm}}$$

Acéptese además que para que se presenten desplazamientos unitarios en cada uno de los niveles se requiere la aparición de las siguientes fuerzas:







Lo que daría lugar a una matriz de rigideces.

$$K = \begin{bmatrix} 12.977 & -7.900 & 0.393 \\ -7.900 & 14.621 & -7.150 \\ 0.393 & -7.150 & 6.756 \end{bmatrix} \text{ton/cm}$$

Se tendría que resolver el siguiente problema de valores y vectores característicos:

$$(I)\left(\begin{bmatrix} 12977 & -7900 & 393 \\ -7900 & 14621 & -7150 \\ 393 & -7150 & 6757 \end{bmatrix}_{(\text{kg/cm})} - \omega_n^2 \begin{bmatrix} 25.127 & 0 & 0 \\ 0 & 23.598 & 0 \\ 0 & 0 & 11.804 \end{bmatrix}_{(\text{kg}\cdot\text{s}^2/\text{cm})}\right)\{y\} = 0$$

Para solución distinta de la trivial:

$$\det\left(\begin{bmatrix} & & \\ & & \\ & & \end{bmatrix} - \omega_n^2 \begin{bmatrix} & & \\ & & \\ & & \end{bmatrix}\right) = 0$$

$$\det\begin{bmatrix} 12977 - 25.127\omega_n^2 & -7900 & 393 \\ -7900 & 14621 - 23.598\omega_n^2 & -7150 \\ 393 & -7150 & 6756 - 11.804\omega_n^2 \end{bmatrix} = 0$$

Expandiendo el determinante se tiene el POLINOMIO CARACTERÍSTICO, que resulta ser de tercer grado en ω^2, por lo cual tiene tres raíces, que son los cuadrados de las frecuencias circulares.

$$\omega_1^2 = 60 \longrightarrow \omega_1 = 7.746 \text{ rad/s} \longrightarrow f_1 = \frac{\omega_1}{2\pi} = 1.2328 \text{ ciclos/s}$$

$$\omega_2^2 = 513 \longrightarrow \omega^2 = 22.650 \text{ rad/s} \rightarrow f_2 = \frac{\omega_2}{2\pi} = 3.6049 \text{ ciclos/s}$$

$$\omega_3^2 = 1132 \longrightarrow \omega_3 = 33.645 \text{ rad/s} \rightarrow f_3 = \frac{\omega_3}{2\pi} = 5.3548 \text{ ciclos/s}$$

$$\rightarrow \boxed{\begin{array}{l} T_1 = 1/f_1 = 0.810 \text{ s} \\ T_2 = 1/f_2 = 0.276 \text{ s} \\ T_3 = 1/f_3 = 0.187 \text{ s} \end{array}}$$

Si se sustituyen las ω_j^2 en (I) se pueden obtener los tres modos o configuraciones modales.

Primer MODO:

$$\begin{bmatrix} 12.977 - 25.127 \times 60 & -7900 & 393 \\ -7900 & 14621 - 23.598 \times 60 & -7150 \\ 393 & -7150 & 6756 - 11.804 \times 60 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{Bmatrix}_1 = 0$$

De las tres ecuaciones algebraicas que resultan, una es consecuencia lineal de las otras dos, por lo que sólo se resuelven dos, cualesquiera de ellas.

$$\begin{cases} 11469y_1 - 7900y_2 + 393y_3 = 0 & \text{(La 1a.)} \quad \textcircled{1} \\ -7900y_1 + 13205y_2 - 7150y_3 = 0 & \text{(La 2a.)} \quad \textcircled{2} \end{cases}$$

Se despeja y_3 de ①

$$y_3 = -29.183y_1 + 20.102y_2 \quad \textcircled{3}$$

Se sustituye ③ en ②

$$y_2 = 1.538y_1 \quad \textcircled{4}$$

$$\{y\}_1 = \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 1.538 \\ 1.734 \end{Bmatrix}$$

Se sustituye ④ en ③

$$y_3 = 1.734y_1 \quad \textcircled{5}$$

Segundo MODO:

$$\begin{bmatrix} 12977 - 25.127 \times 513 & -7900 & 393 \\ -7900 & 14621 - 23.598 \times 513 & -7150 \\ 393 & -7150 & 6756 - 11.804 \times 513 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{Bmatrix}_2 = 0$$

Se procede en forma similar al del primer modo:

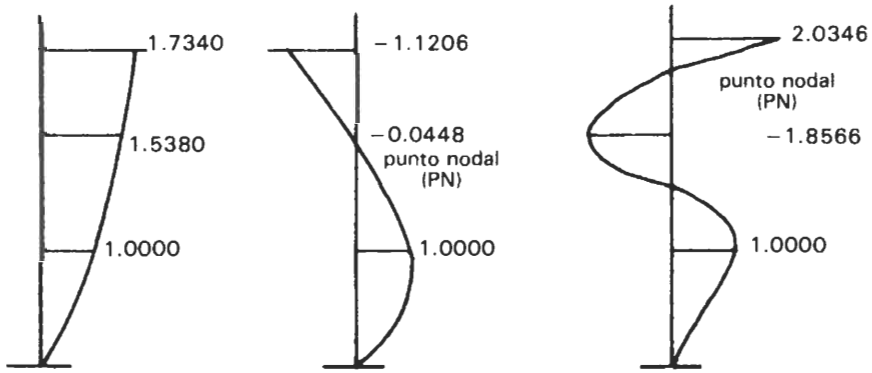
$$\begin{Bmatrix} y \end{Bmatrix}_2 \quad \begin{Bmatrix} 1.00000 \\ -0.04475 \\ -1.12060 \end{Bmatrix}$$

Tercer MODO:

$$\begin{bmatrix} 12977 - 25.127 \times 1132 & -7900 & 393 \\ -7900 & 14621 - 23.598 \times 1132 & -7150 \\ 393 & -7150 & 6756 - 11.804 \times 1132 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{Bmatrix} = 0$$

$$\begin{Bmatrix} y \end{Bmatrix}_3 = \begin{Bmatrix} 1.0000 \\ -1.8566 \\ 2.0346 \end{Bmatrix}$$

Nótese que para los tres modos, arbitrariamente se ha hecho $y_1 = 1.0000$; de hecho, cualquier valor asignado a y es válido, ya que el sistema de ecuaciones por resolver (dos ecuaciones con tres incógnitas) admite infinidad de soluciones. Con los valores obtenidos se pueden dibujar las CONFIGURACIONES MODALES O MODOS DE VIBRACIÓN.



NOTAS: Los puntos donde la configuración deformada corta la no deformada se llaman PUNTOS NODALES y el número de puntos nodales siempre es igual al número del modo menos 1, o sea:

para el primer modo debe haber 0 P.N.;
para el segundo modo debe haber 1.P.N.;
y para el tercer modo debe haber 2.P.N.

Si el suelo se moviera con movimiento armónico con una frecuencia igual a la de algún modo, la estructura vibraría con la configuración de ese modo y se dice que entraría en RESONANCIA, fenómeno que implica desplazamientos muy grandes.

Obtenidos los modos se puede verificar que se cumple la ortogonalidad respecto a la matriz de masas y respecto a la de rigideces.

Si ahora se quiere normalizarlos, se calculan los coeficientes C_j.

$$C_j = \sqrt{\frac{1}{\{y\}_j^T [M] \{y\}_j}}$$

Para el primer modo:

$$C_1 = \sqrt{\frac{1}{\{1.0000,\ 1.5380,\ 1.734\}\begin{bmatrix}25.127 & 0 & 0\\ 0 & 23.598 & 0\\ 0 & 0 & 11.804\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}1.0000\\ 1.5380\\ 1.7340\end{Bmatrix}}}$$

$$C_1 = 0.0927 \therefore y_{1\,\text{norm}} = \begin{Bmatrix}0.09267\\ 0.14253\\ 0.16069\end{Bmatrix}$$

$$C_2 = 0.15812 \therefore y_{2\,\text{norm}} = \begin{Bmatrix}0.15812\\ -0.00708\\ -0.17719\end{Bmatrix}$$

$$C_3 = 0.08024 \therefore y_{3\,\text{norm}} = \begin{Bmatrix}0.08024\\ -0.14897\\ 0.16325\end{Bmatrix}$$

Los modos naturales constituyen un conjunto completo, lo que significa que cualquier configuración $\{x\}$ que satisfaga las condiciones de frontera puede expresarse como una combinación lineal de modos naturales.

$$\{y\} = \Sigma_j\, b_j \{y\}_j$$

A los factores adimensionales b_j se les da el nombre de COEFICIENTES DE PARTICIPACIÓN, los cuales pueden calcularse como:

$$b_j = \frac{\{y\}_j^T [M] \{J\}}{\{y\}_j^T [M] \{y\}_j}$$

Donde $\{J\}$ es un vector columna con todos sus elementos unitarios.

$$\{J\} = \begin{Bmatrix}1\\ 1\\ 1\end{Bmatrix}$$

En forma escalar

$$b_j = \frac{\sum_i M_i\, y_{ij}}{\sum_i M_i\, y_{ij}^2}$$

Cuando se trabaja con modos normalizados d denominador vale 1 y por tanto:

$$b_j = \{y\}_j^T [M] \{J\}$$

O bien

$$b_j = \sum_i M_i\, y_{ij}$$

En el caso numérico que se estudia

$$b_1 = \begin{Bmatrix}0.09267\\ 0.14253\\ 0.16069\end{Bmatrix}^T \begin{bmatrix}25.127 & 0 & 0\\ 0 & 23.598 & 0\\ 0 & 0 & 11.804\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}1\\ 1\\ 1\end{Bmatrix} = 7.589$$

$$b_2 = \begin{Bmatrix}0.15812\\ -0.00708\\ -0.17719\end{Bmatrix}^T \begin{bmatrix} & & \\ & & \\ & & \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \\ \\ \end{Bmatrix} = 1.714$$

$$b_3 = \begin{Bmatrix}0.08024\\ -0.14897\\ 0.16325\end{Bmatrix}^T \begin{bmatrix} & & \\ & & \\ & & \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \\ \\ \end{Bmatrix} = 0.428$$

Se debe cumplir que $\sum_j b_j y_{ij} = 1$

Obtenidos estos coeficientes de participación, se pueden calcular los desplazamientos máximos de las masas en cada modo mediante la siguiente expresión:

$$W_{ij\,\text{máx}} = A_j \frac{b_j}{\omega_j^2} y_{ij}$$

Donde A_j es la aceleración espectral.

Si se considera que el edificio se encuentra en la zona II, y que tiene un factor de ductilidad de 4, entonces:

Para $T_1 = 0.810$ s $a_1 = 0.20 \longrightarrow A_1 = 0.20 \times 981 = 196.2$
Para $T_2 = 0.276$ s $a_2 = 0.13 \longrightarrow A_2 = 0.13 \times 981 = 127.5$
Para $T_3 = 0.187$ s $a_3 = 0.10 \longrightarrow A_3 = 0.10 \times 981 = 98.1$

Las aceleraciones espectrales anteriores se utilizan para valuar los desplazamientos.

Para calcular los elementos mecánicos se pueden reducir dividiéndolos por el factor Q'.

$Q' = Q$ si: $T > T_1$ (característico)

$Q' = 1 + (Q-1)\, T/T_{1_{car}}$ si: $T \leq T_{1_{car}}$

$$\therefore\ Q_1' = 4\ (0.810 > 0.300)$$

$$Q_2' = 1 + (4-1)\frac{0.276}{0.810} = 2.022$$

$$Q_3' = 1 + (4-)\frac{0.187}{0.810} = 1.692$$

$$\therefore\ A_1 = 196.2/4 = 49.05\ \text{cm/s}^2$$
$$A_2 = 127.5/2.022 = 63.06\ \text{cm/s}^2$$
$$A_3 = 98.1/1.692 = 57.98\ \text{cm/s}^2$$

Cálculo de desplazamientos máximos

Primer modo: $A_j \dfrac{b_i}{\omega_j^2} = 196.2\dfrac{7.589}{60} = 24.816$

$$U_{i1} = 0.4136\, y_i \rightarrow \{U_i\}_1 = 24.816\begin{Bmatrix}0.09267\\0.14253\\0.16069\end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix}2.300\\3.537\\3.988\end{Bmatrix}$$

Segundo modo: $A_j \dfrac{b_i}{\omega_j^2} = 127.5\dfrac{1.714}{513} = 0.426$

$$U_{i2} = 0.0008304\, y_{i2} \rightarrow \{U_i\}_2 = 0.426\begin{Bmatrix}0.15812\\-0.00708\\-0.17719\end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix}0.067\\-0.003\\-0.075\end{Bmatrix}$$

Tercer modo: $A_j \dfrac{b_i}{\omega_j^2} = 98.1\dfrac{0.428}{1132} = 0.037$

$$U_{i3} = 0.00003277\, y_{i3} \rightarrow \{U_i\}_3 = 0.037\begin{Bmatrix}0.08024\\-0.14897\\0.16325\end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix}0.003\\-0.006\\0.006\end{Bmatrix}$$

Si ahora se quieren conocer los desplazamientos máximos probables de cada nivel (masa), se deben combinar los desplazamientos anteriores según:

$$U_{i\ máx} = \sqrt{\textstyle\sum_j U_{ij}^2}$$

$$U_{1\,máx} = \sqrt{(2.300)^2 + (0.067)^2 + (0.003)^2} = 2.301\ \text{cm}$$

$$U_{2\,máx} = \sqrt{(3.537)^2 + (-0.003)^2 + (-0.006)^2} = 3.537\ \text{cm}$$

$$U_{3\,máx} = \sqrt{(3.988)^2 + (-0.075)^2 + (0.006)^2} = 3.989\ \text{cm}$$

Para calcular los elementos mecánicos máximos se deben calcular primero los desplazamientos para cada modo en cada nivel divididos entre Q', o sea:

$$U_{i1} = \begin{Bmatrix}2.300\\3.537\\3.988\end{Bmatrix}\frac{1}{4} = \begin{Bmatrix}0.575\\0.884\\0.997\end{Bmatrix}\text{cm}$$

$$U_{i2} = \begin{Bmatrix}0.067\\-0.003\\0.075\end{Bmatrix}\frac{1}{2.022} = \begin{Bmatrix}0.033\\-0.001\\-0.037\end{Bmatrix}\text{cm}$$

$$U_{i3} = \begin{Bmatrix}0.003\\-0.006\\0.006\end{Bmatrix}\frac{1}{1.692} = \begin{Bmatrix}0.002\\-0.004\\0.004\end{Bmatrix}\text{cm}$$

Con estos desplazamientos para cada modo se pueden calcular las fuerzas de inercia que implican.

$$[F] = [K]\,[U] \quad \times \begin{bmatrix}0.575 & 0.033 & 0.002\\0.884 & -0.001 & -0.004\\0.097 & -0.037 & 0.004\end{bmatrix}$$

$$\text{O sea } [F] = \begin{bmatrix}12977 & -7900 & 393\\-7900 & 14621 & -7150\\393 & -7150 & 6756\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}870 & 422 & 59\\1254 & -11 & 103\\641 & -230 & 56\end{bmatrix}$$

Si ahora se quieren calcular las fuerzas máximas probables en cada nivel, se resuelve:

$$F_{i\,máx} = \sqrt{\sum_j F_{ij}^2}$$

$$F_{1\,máx} = \sqrt{(870)^2 + (422)^2 + (59)^2} = 969 \text{ kg}$$

$$F_{2\,max} = \sqrt{(1254)^2 + (-11)^2 + (103)^2} = 1258 \text{ kg}$$

$$F_{3\,máx} = \sqrt{(641)^2 + (-230)^2 + (56)^2} = 683 \text{ kg}$$

A partir de las fuerzas máximas de cada modo se obtienen las fuerzas cortantes, normales y momentos flexionantes en todos y cada uno de los elementos para cada modo. A partir de las respuestas máximas para cada modo, es posible calcular las respuestas máximas probables de la estructura como:

$$R_{máx} = \sqrt{\sum_j R_j^2}$$

Solamente con fines comparativos se presenta el análisis estático sísmico de la misma estructura.

NIVEL	h (m)	W (TON)	Wh (TON-m)	F_E (kg)	SUP. MODAL F_D (kg)	F_E/F_D
3	10.68	11.58	123.67	889′	683	1.30
2	7.63	23.15	176.63	1269	1258	1.01
1	4.58	24.65	112.90	811	969	0.84
		59.38	413.20	2969	2910	1.02

$$F_i = \left(\frac{C}{Q} \text{ o } a_0\right) \frac{\Sigma W_i}{\Sigma W_i h_i} Wihi = 0.007185\ W_i h_i$$

$$\frac{0.20}{4} \text{ o } 0.045$$

↑ rige

NOTA: No se obtendrían las mismas respuestas máximas analizando la estructura a partir de las fuerzas máximas porque no existe linealidad.

Anexo A
Forma para evaluación de daños en edificios

I. *Identificación del edificio*

1.1 Dirección (incluye colonia) _____

_____

1.2 Nombre (de tenerlo) _____

_____

1.3 Función (oficina, deptos., etc.) _____

_____

1.4 Año de construcción (preguntar o estimar) _____

_____

II. *Descripción del edificio*

2.1 Número de pisos _____

2.2 Dimensiones en planta _____

2.3 Croquis de planta(s) _____
usar reverso

2.4 Particularidades (cambios de forma en planta o elevación, volados, parapetos, apéndices) _____

_____

III. *Sistema estructural*

3.1 Cimentación (preguntar, zapatas, losa corrida, pilotes) _____

_____

3.2 Sistema de soporte de cargas verticales (columnas de concreto o acero, muros de carga de mampostería o concreto) _____

_____

3.3 Sistema de piso (losa de concreto, losa reticular, prefabricado) _____

_____

_____

3.4 Sistema resistente a carga lateral (marcos, muros de concreto o mampostería, contraventeos, combinaciones, otros) _____

_____

IV. *Clasificación del daño*

No estructural. Nulo____, Ligero____, Sustancial____, Elevado____, Estructural nulo____, Ligero____, Intermedio____, Grave____, Colapso____.

V. *Descripción detallada del daño*

Usar hojas adicionales para describir

a) Tipo de daño no estructural (p.e. grietas en muros divisorios, desprendimientos o dislocaciones de plafones, recubrimientos, vidrios, instalaciones, etc.)

b) Tipo de daño estructural (grietas en vigas y columnas por flexión, cortante o carga axial; hacer croquis de elementos dañados, pandeo o rotura de refuerzo o de elementos de acero)

c) Identificar posibles defectos o causas de los daños (sistema estructural inadecuado por rigidez o resistencia, excentricidades o irregularidades en planta, columnas cortas, huecos en elementos estructurales, etc.)

VI. *Otras observaciones*

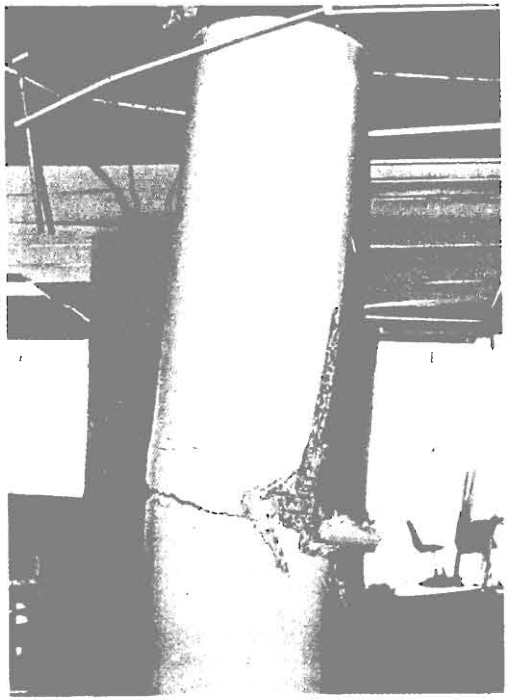
Posibles daños anteriores al sismo y reparaciones efectuadas; mala calidad de materiales o de la ejecución, modificaciones de la estructura con el tiempo, usos inadecuados por cargas verticales excesivas, etc. Toda información que pueda justificar el daño

VII. *Fotografías tomadas* (tema y ubicación)

Anexo B
Fotografías de modos de falla típicos

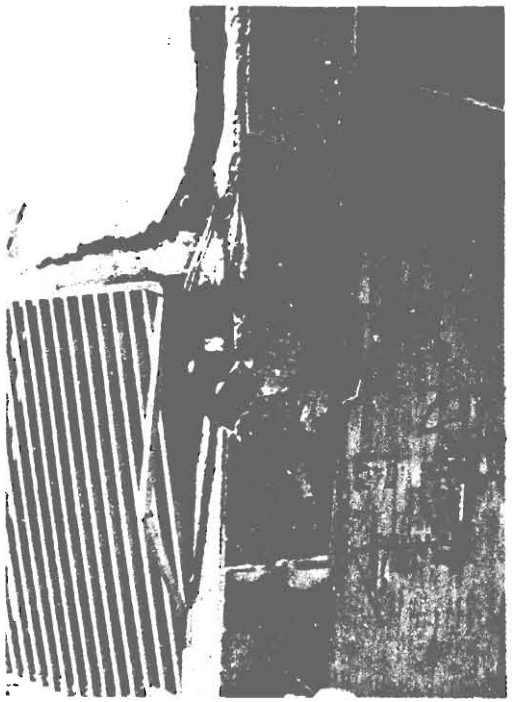
Falla de columna por flexocompresión

Falla de columna por cortante y carga axial

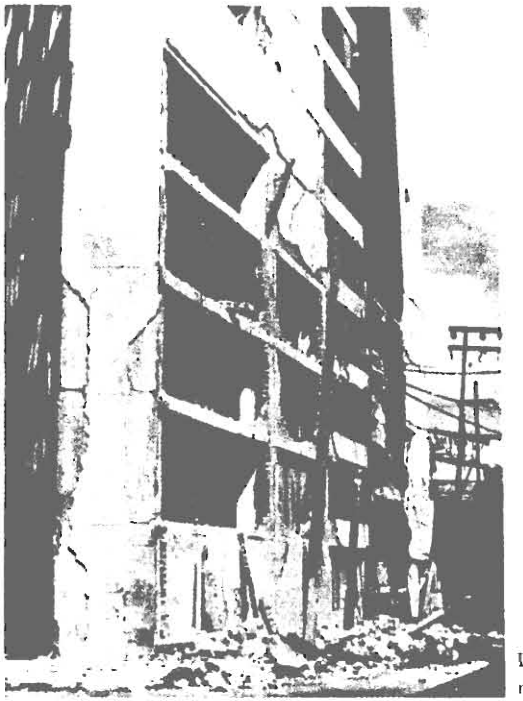


Falla de columna zunchada

Falla de columna con desgarramiento del concreto por excesiva concentración de refuerzo longitudinal en paquetes en las esquinas

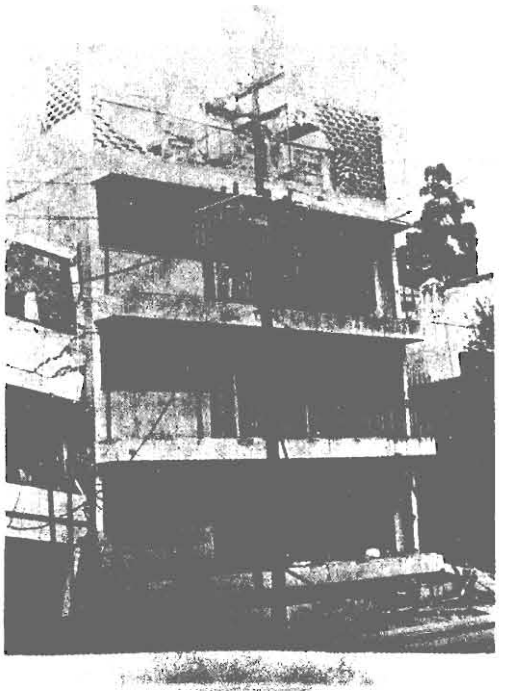


Falla de columna con escaso confinamiento lateral

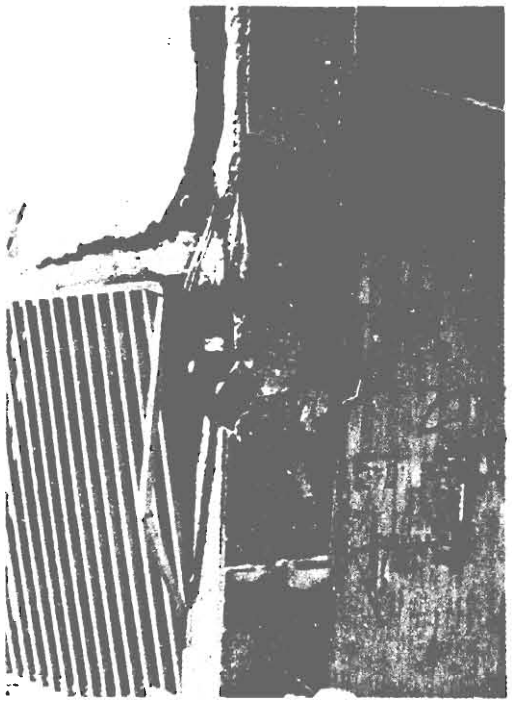


Destrucción de muros de relleno de mampostería

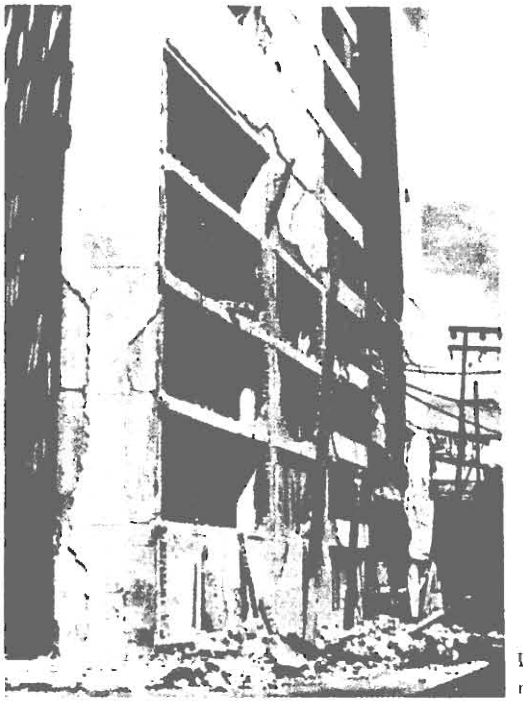
Colapso de edificio por pérdida de capacidad de carga vertical



Colapso de planta baja débil

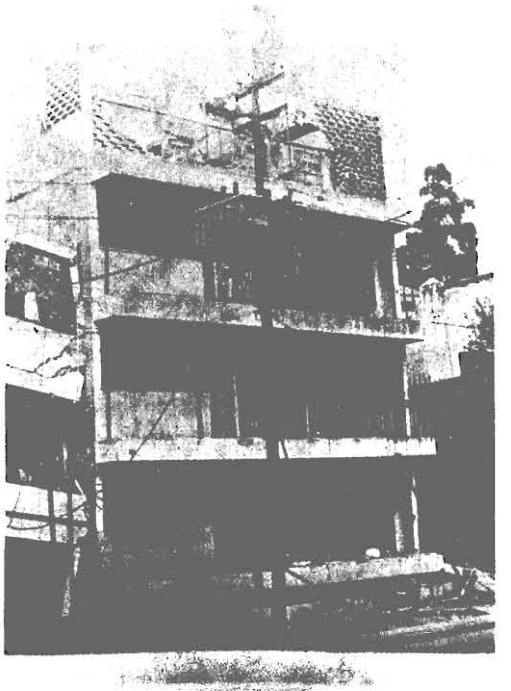


Falla de columna con escaso confinamiento lateral

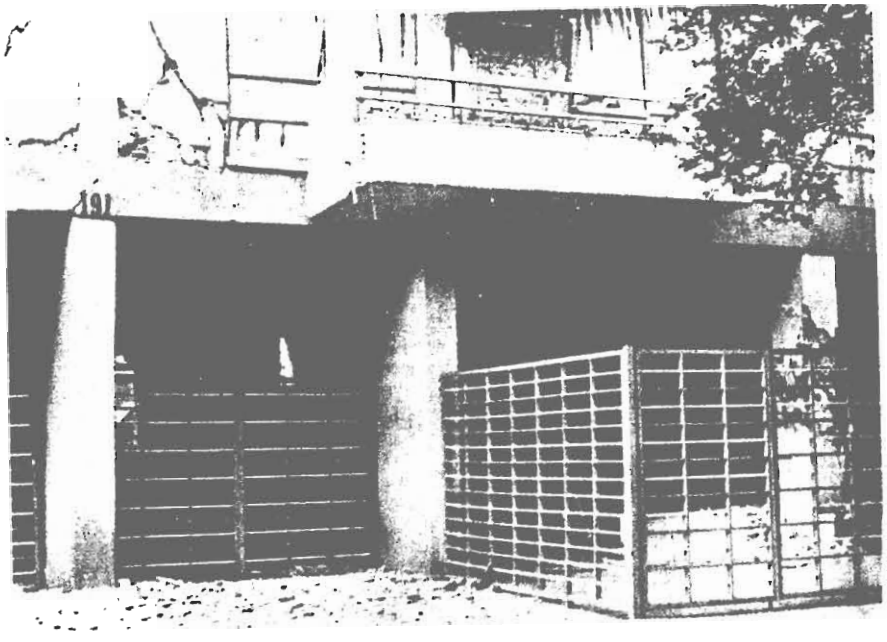


Destrucción de muros de relleno de mampostería

Colapso de edificio por pérdida de capacidad de carga vertical

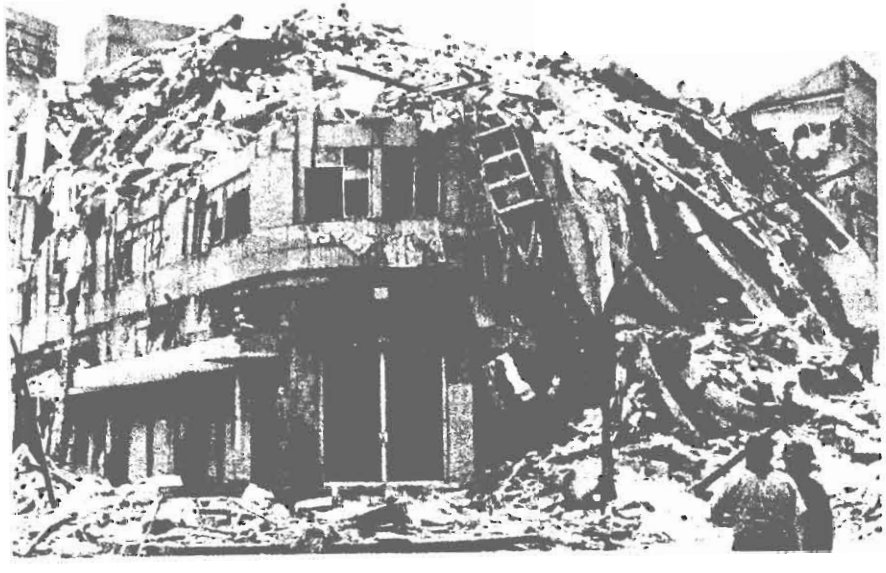


Colapso de planta baja débil



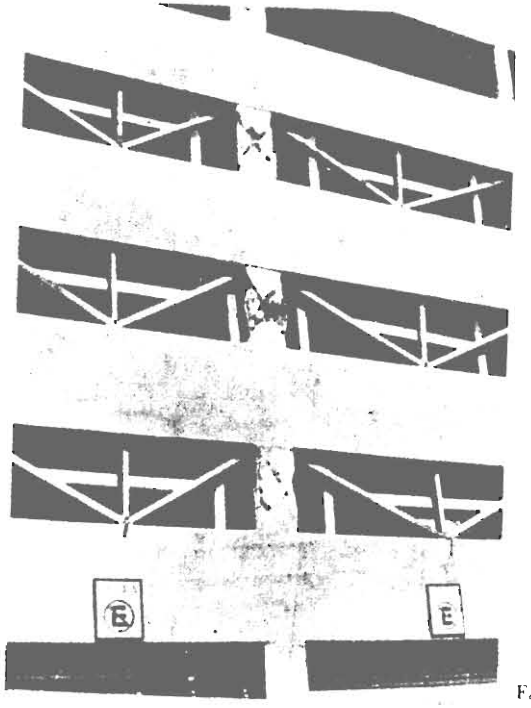
Falla en columnas de edificios con planta baja débil

Falla de un entrepiso probablemente propiciada por choque con el adyacente

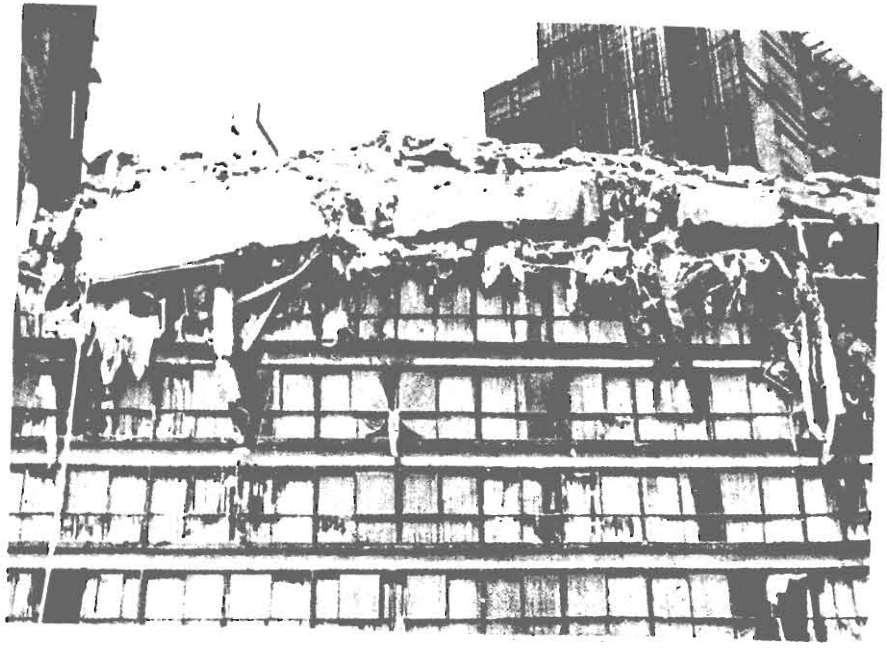


Distribución asimétrica de muros de mampostería en edificios en esquina

Daños por choques entre edificios adyacentes



Falla de columnas cortas

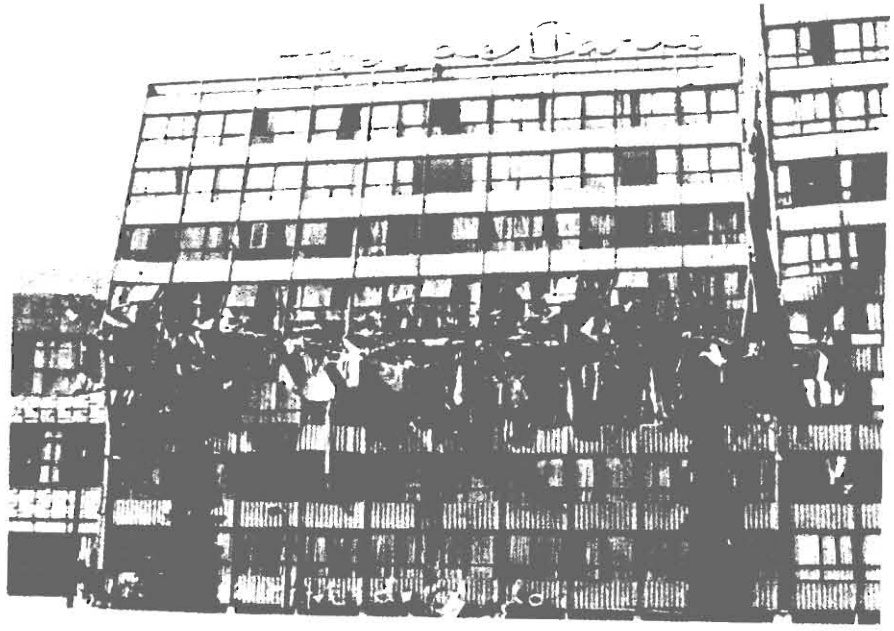


Falla de pisos superiores

Colapso por punzonamiento de losas reticulares

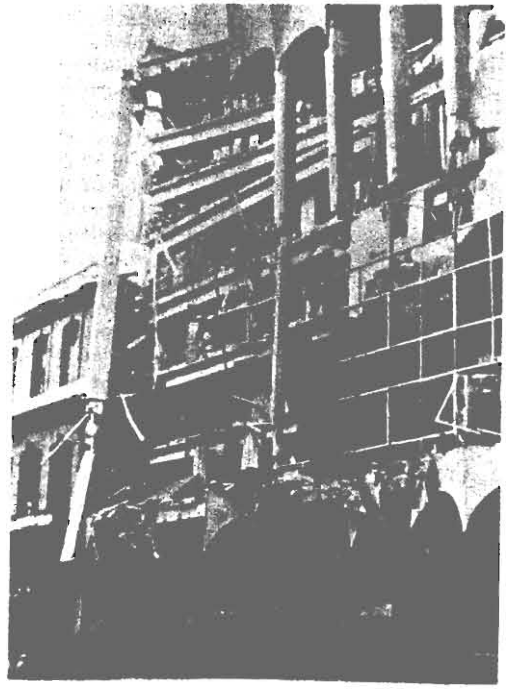
Falla incipiente por cortante en losa reticular

Colapso de edificios por inestabilidad lateral

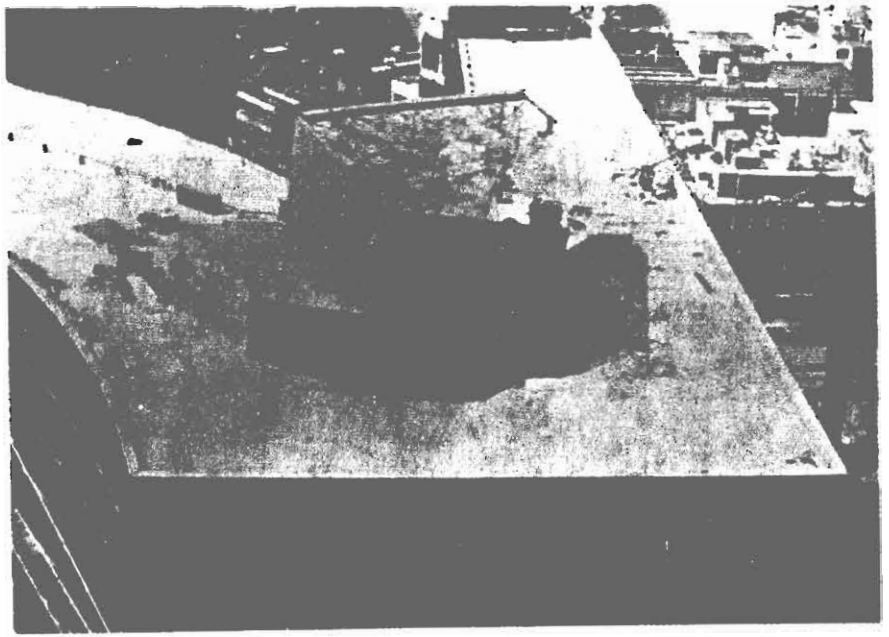


Falla de pisos intermedios

Inclinación de edificio por hundimiento



Sobrecarga excesiva en pisos superiores



Falla de apéndices en edificios

Índice

Accesorios livianos, 317
Acción de arco, 129
Acción de armadura, 129
Acción de diafragma, 267
Aceleración espectral, 46, 243
Acelerógrafo de movimiento fuerte 26, 93
Acelerograma artificial, 243-245
Acero, relación histerética de esfuerzo-deformación de, 111
Actividad sísmica, 5, 13
  de África, 21
  del área del Pacífico del Sur, 20
  de Asia, 20
  de Centro y Sudamérica, 15
  de Europa, 21
  de Japón, 15
  de Medio Oriente, 21
  del mundo, 13-21
  de Norteamérica, 15
Adherencia entre las varillas de refuerzo y el concreto, 114
Afloramiento de roca, 243
Agencia japonesa de Meteorología, escala de, 8
Aislamiento de la vibración, equipo con, 317
Amortiguador, 36-85
Amortiguadores:
  de aceite, 276
  artificiales, 276
Amortiguamiento:
  características de, 85-87
  coeficiente de amortiguamiento, 36-90
  crítico (*véase* Amortiguamiento crítico)
  de las estructuras, 86, 85, 87
  fuerza de amortiguamiento, 36
  material, 324
  porcentaje de amortiguamiento, 39, 87
  sobreamortiguamiento, 39
  del suelo, 324
  tipo de, 85
Amortiguamiento de Coulomb, 85
Amortiguamiento crítico, 39
  coeficiente de, 39
  fracción de, 39, 90
Amortiguamiento de fricción de cuerpo, 85
Amortiguamiento geométrico, 239
Amortiguamiento histerético, 85, 86, 94
  alrededor de la cimentación, 87
Amortiguamiento del material del suelo, 324
Amortiguamiento de radiación, 75, 86, 239
  del suelo, 324
Amortiguamiento viscoso, 36-38, 85-86
  coeficiente de, 39
  equivalente, 86, 87
  externo, 85
  interno, 85
Amortiguamiento viscoso equivalente, 86
Amplitud de la traza, 11
Análisis dinámico:
  elástico, 218
  inelástico, 94-96, 219-230, 249
  procedimiento de, 218, 248
Análisis equivalente estático, 313
Análisis del factor de la unidad de forma, 176
Análisis de la historia en el tiempo, 249-260
  inelástico, 249-260
  modal, 219
  paso a paso, 94
Análisis modal, 58-61, 218-219, 248-249
Análisis de respuesta:
  inelástico, 94-96
  no lineal, 94-96

Ángulo de fase, 38
Anillos, 282
  espiral, 283
Anillos en espiral, 283
Arco de islas, 1, 13
Área semejante a un arco de islas, 15
Arenas saturadas, licuación de, 325
Armadura de acero con encamisado de concreto, 191
Arriostramientos de acero, 165-169, 147
Arriostramiento con varillas, 165
Articulaciones plásticas, capacidad a flexión de, 280
Asentamiento de arenas secas, 327
Astenósfera, 1
Atenuación de la onda sísmica, 32

Barrenadora, 323
Bloque de esfuerzos de compresión del concreto, 119
Brecha sísmica, 13

Capacidad de deformación plástica, 102
Capacidad de disipación de energía, 86, 108, 119
Capacidad de resistencia sísmica, 108
Capacidad de rotación de una viga, 158
Capa de la superficie:
  característica de amplitud de, 29-31
  frecuencia circular natural de, 73
  periodo natural de, 31
Características de amplificación de los estratos superficiales, 29
Características dinámicas:
  de estructura de modelo, 87-93
  del suelo, 325-327
Características de la fuerza de restauración, 81-85
  inelástico, 219
Características de la potencia espectral, 246
Centro:
  del sismo, 6
  de rigidez, 79
Centros de rotación de cabeceo, 77
Cimentación directa, 328
Cimentaciones:
  directo, 328
  diseño de, 327
  pilote, 328-330
Cimentaciones con pilotes, 328-330
Cinturón sísmico, circum Pacífico, 33
Coeficiente de construcción, 230
Coeficiente de diseño sísmico, 230-324, 248
Coeficiente de estabilidad, 239
Coeficiente generalizado de amortiguamiento, 58
Coeficiente de importancia, 230
Coeficiente de transmisión, 70
Coeficiente de la zona, 230
Columna excéntricamente cargada, 122-124
Columnas encamisadas:
  comportamiento de cortante de, 187-190
  lazo de histéresis de, 183, 188
Columnas excéntricamente cargadas, 122-124
Columnas de orilla, 287
Columnas perimetrales (*véase* Columnas de orilla)
Componente horizontal del movimiento de terreno, 237
Componente vertical del movimiento del terreno, 237
Comportamiento del cortante:
  de conexiones de acero, 171-173
  de conexiones de acero recubiertas de concreto, 192-193
  de conexiones de concreto reforzado, 141-142
  de mampostería, 200-203
  de miembros de acero recubiertos de concreto, 187-190
  de miembros de concreto reforzado, 127-129
  de muros de concreto reforzado, 134-139
Comportamiento a flexión:
  de miembros de acero, 157, 165
  de miembros de acero recubiertos de concreto, 183, 187
  de miembros de concreto presforzado, 146-148
  de miembros de concreto reforzado, 117-127
Comportamiento histerético:
  de conexiones de acero, 173-175
  de conexiones compuestas, 193
  de conexiones de concreto reforzado, 141-142
  de contravientos de acero, 168
  de madera, 208
  del material, 110-112
  de miembros de compuestos, 184, 188, 191
  de miembros de concreto presforzado, 146
  de miembros de concreto reforzado, 119, 127-129
  de muros:
    confinados, 135-136
    de mampostería, 201-202
  de muros de cortante de concreto reforzado, 136-139
  de sistemas de acero, 178-181
  de sistemas compuestos, 195
  de sistemas de concreto reforzado, 144
Comportamiento del marco ante una fuerza horizontal, 270-273
Comportamiento de respuesta inelástica, 98-99
Comportamiento sísmico de las estructuras, 108
Compresión de alta velocidad, 111

Concreto, módulo de ruptura de, 111
Condición de sitio, local, 26, 31
Condición de ubicación local, 26, 31
Conectores de cortante, 301
Conexiones:
  capacidad de carga de, 169
    acero, 169-173
    compuesto, 191-192
    concreto reforzado, 141-143
  miembro a miembro compuesto prefabricado, 193-194
  con placas de unión atornilladas en los patines y en el alma, 174
  totalmente soldado, 173
  de viga de acero a columnas rellenas de concreto, 192-193
    con el patín soldado y el alma atornillada, 173
    con placas de unión soldadas en el patín, 173
  viga a columna (*véase* Conexiones de viga a columna)
Conexiones de acero viga a columna con encamisado de concreto, 191-194, 302-303
Conexiones del tipo de plataforma, 293
Conexiones totalmente soldadas, 173
Conexiones de viga a columna:
  acero, 157-160, 297
  compuestas, 191-194, 302-304
  concreto prefabricado, 292-293
  concreto reforzado, 141-144, 284-287
  en forma de cruz, 142
  en forma de L, 143
  en forma de T, 143
  fuerza de, 143
Configuración de edificios, 264
  en planta, 264-267
  proporción de, 266-267
  uniformidad y continuidad de, 266
  vertical, 264-267
Configuración vertical de un edificio:
  continuidad de, 264-266
  uniformidad de, 264-266
Confinados, 203-204
Constante de resorte generalizado, 58
Contenidos de frecuencia en una onda sísmica, 244
Continuo de tipo de cortante, 88
Continuo de tipo de flexión, 89
Continuo unidimensional, vibración de, 61-74
Coordenada normal del sistema, 56, 59, 63
Coordenadas generales, 56
Cordillera mesoceánica, 1, 13
Cordillera oceánica, 2, 13
Cortante en la base, 61, 230
  de edificios de gran altura, 47
Cortante sísmico en la base, 212-230
Cribado, 331
Criterios de falla, 104-105
Curva de esfuerzo-deformación
  del acero, 111
  del concreto, 109
deslizamiento horizontal, 4
Curva esqueletal, 81
  de sistemas, 145
Curva de resonancia, 92
Curvas histeréticas carga-deflexión para marcos, 144

Daño de las formaciones aluviales suaves, 34
Daño sísmico:
  de estructuras de acero, 180
  de estructuras compuestas, 195
  de estructuras de concreto reforzado, 148-152
  de estructuras de madera, 208
  de estructuras de mampostería, 204
Deflexión de piso, 81
Deflexión plástica acumulativa, 105
Degradación, 103-104
  de histéresis, 104
  de resistencia, 103, 108, 114, 128, 156, 164, 190, 201
Degradación de rigidez, 83, 103-104
Densidad de potencia espectral, 28
Depresión de Nankai, 6
Desgarramiento del alma de la columna, 176, 300
Desgarramiento del alma de los tableros de conexión, 170
Desgarramiento del nervio (*véase* Desgarramiento del alma de la columna)
Desgarre laminar, 173
Deslizamiento:
  en la falla, 139
  del refuerzo en una junta, 143
Deslizamiento pendiente, 2
Desplazamiento lateral del piso, 238
Desplazamiento lateral de falla de elementos no estructurales, 102
Detalles de diseño:
  para accesorios livianos, 317
  para elementos eléctricos, 317
  para elementos mecánicos, 316
  para elevadores, 319
  para tubería, 317
Deterioro, 103-104
  de rigidez, 287
  de resistencia, 128, 160
Diagramas verticales, marcos con, 269
Diafragma vertical, 269-270
Diseño:
  espectro de, 248
  sísmico, 239-249

Diseño de resistencia sísmica:
de los componentes de las estructuras, 276-309
de sistemas de estructuras, 276-309
Disipación de energía, 94
Dislocación, falla, 32
Dispositivos de disipación de energía, 276
Distancia epicentral, 6, 11
Distancia focal, 6
Distorsión de cortante de tableros de conexión, 175
Ductilidad, 102,108, 121, 127, 183
de columnas de vigas de acero, 162-165
de las conexiones de acero recubiertas de concreto, 192-193
de conexiones miembro a miembro prefabricado, 194
deflexión, 125
de madera, 206
de los miembros de acero recubiertos de concreto, 183, 188
de miembros de concreto presforzado, 148
de muros de concreto presforzado, 135-138
de muros de mampostería, 200-203
de sistemas de acero, 176
de tubos de acero rellenos de concreto, 190
de viga-columnas de concreto presforzado, 121-122, 124-125, 127-128
de vigas de acero, 157-160
Ductilidad de curvatura:
de viga-columnas, 124
de vigas, 121
Ductilidad a través del espesor, 173

Ecuación de frecuencia, 53
Ecuación de movimiento:
del sistema de múltiple grados de libertad, 49-52, 58-60
del sistema de un solo grado de libertad, 36-37, 40
de sistemas inelásticos, 95-96
de vibración oscilante, 76, 78
de vibración torsional, 80
de vigas de cortante, 61-75
de vigas a flexión, 64-66
Edificios existentes, reparación y fortalecimiento de, 335-340
Efecto de Bauschinger, 83, 112, 119
Efecto de choque en la junta de construcción, 150
Efecto de confinamiento, 109
de refuerzo transversal, 114-115
Efecto ortogonal, 237
Efecto P-Δ delta, 175, 194, 238
Elementos arquitectónicos, 313
Elementos eléctricos, 316-319
detalles de diseño de, 317
Elementos no estructurales, 309-319
diseño de, 309-319
Elementos de mampostería, resistencia de, 199
Elementos mecánicos, detalles de diseño de, 316
Endurecimiento por deformación, 111
Energía:
indroducida, 99
de onda sísmica, 13
Energía de deformación liberada por el sismo, 12
Energía disipada, 98, 108, 128, 146, 168, 180, 201
Ensayo dinámico de estructuras, 89-93
Ensayo:
en el campo, 323-324
periodo fundamental, 324
resistencia a la penetración, 323
de taladro, 323
en el laboratorio, 324
del suelo, 323-325
Epicentro:
de los sismos, 6, 13, 240
de sismos históricos, 246
Epifoco del sismo, 6
Escala de:
Medvedev-Sponheuer-Karnik, 8
Mercalli, 8
Escala de Gastaldi, 8
Escala de intensidad (*véase* Escala de intensidad sísmica)
Escala de Mercalli modificada, 8, 240
Escala de Pignafaro, 8
Escala de Rossi-Forel, 8
Escalas de intensidad sísmica, 7-9
de la agencia japonesa de Meteorología, 8
de Cancani, 8
de Gastaldi, 8
de Medvedev-Sponheuer-Karnik (MSK), 8
de Mercalli, 8
de Mercalli-Cancani-Sieberg, 8
de Marcalli modificada, 8, 240
de Pignafaro, 8
de Rossi-Forel, 8
Esfuerzo de adherencia alrededor de la varilla en una junta, 143
Esfuerzo cortante nominal de agrietamiento del concreto, 133
Espectro de aceleración de respuesta, 46
Espectro de diseño, 248
Espectro de Fourier, 27, 28
Espectro de respuesta, 28, 46, 60, 231
aceleración, 46
para análisis modal, 219
desplazamiento, 46
sismo, 231
velocidad, 46
Espectro de respuesta promedio, 47-49
Espectro de respuesta de la seudoaceleración, 248
Espectro de respuesta de la velocidad, 29, 46
Espirales, 114

Estabilidad en el plano de la viga-columna 162
Estribos, 282
Estribos en anillos, 114
cuadrados, 114
Estribos cuadrados, 114
Estructura de acero:
comportamiento, 152-180
conexiones, 169-175
diseño de, 295-300
arriostramientos, 299
conexiones, 299
vigas, 297
miembros, 154-169
sistemas, 175-180
Estructuras aisladas, 274-276
Estructuras de bases aisladas, 274-276
Estructuras compuestas
comportamiento de, 180-195
conexiones, 191-194
diseño de, 300-301
miembros, 183-191
muros de cortantes, 191
sistemas, 194-195
Estructuras de concreto prefabricado diseño de, 290-292
conexiones, 292-293
Estructuras de concreto presforzado:
comportamiento de, 146-148
diseño de, 293 294
columnas, 295
conexiones, 295
vigas, 295
Estructuras encamisadas, 183
Estructuras con encamisado de concreto, 183 195 300 303
Estructuras de madera:
comportamiento de, 207-208
diseño de, 308-309
lazo de histéresis de 208
Estructuras de mampostería sin reforzar, 196
Estructuras de tipo de cortante, 49
Estructuras de tipo de momento-cortante, 49
Estructuras de varios pisos, vibración elástica de 49-61

Factor de amplificación, 239
Factor de amplificación:
de la aceleración, 42
del desplazamiento, 41
Factor de ductilidad, 98-104
de desplazamiento, 101 102
global, 101
local, 102
permisible, 104
para regiones críticas, 102-103
de rotación, 102-103
Factor de ductilidad local, 102-103
Factor de ductilidad de rotación, 102
Factores de ductilidad de desplazamiento, 101 102
Factor global de ductilidad, 101
Factor de participación 64
Factor de participación sísmica, 58
Factor de reducción de la resistencia, 277, 301
Factor de respuesta sísmica, 231
Falla activa, 5
Falla de adherencia en las varillas longitudinales, 285
Falla de anclaje de las varillas longitudinales, 285
Falla balanceada, 137
Falla causante, 8, 241
Falla de compresión diagonal, 137
Falla de cortante deslizante, 139
Falla lateral derecha, 4
Falla lateral izquierda, 4
Falla normal, 2
Falla reversa, 2
Falla(s), 2-6, 240
activa, 5
causativa, 8, 241
deslizamiento, 4
dislocación, 32
lateral derecha, 4
lateral izquierda, 4
longitud de, 12
ruptura 240
normal, 2
reversa, 2
de San Andrés, 4-6, 15
transformación, 13, 15
Falla por separación, 188
Falla de tensión diagonal, 137
Falla de transformación 1, 13, 15
Fatiga de pocos ciclos, 104
Flexión fuera del plano de muros de mampostería, 200
Flexión en el plano del muro de mampostería, 200
Foco:
profundidad de, 7
de sismos 6
Formación aluvial, 34
Forma modal, 53, 88
Formas del modo de cabeceo, 77
Fortalecimiento de edificios existentes, 335-340
Frecuencia amortiguada de vibración, 39
Frecuencia circular, 38, 53 77 80
Frecuencia circular natural, 53
de la capa de la superficie, 73
de movimiento de cabeceo, 77
de movimiento torsional, 80
Frecuencia natural, 88
Frecuencia de la vibración, amortiguada, 39
Fuerza cortante:
del bloque de la junta, 141
en tableros de conexión, 141, 171, 192

Fuerza cortante de piso, 81
Fuerza equivalente estática
  en elementos arquitectónicos, 313
  en elementos mecánicos y electrónicos, 313-314
Fuerza interna, 36, 51
Fuerza sísmica, distribución vertical de, 231
Fuerza sísmica lateral, 217, 230
Fuerza sísmica, comparación de, tabla, 232-233
Función de envolvente de las ondas sísmicas, 246
Función de forma, 63
Función de participación sísmica, 59

Generador de excitación, 92
Geología de la trayectoria de transmisión, 31
Geología de la trayectoria del viaje, 26

Hipocentro del temblor, 6
Histéresis:
  curva de, 81, 99
    cálculo de, 125
  lazo de, 86, 94, 108, 183
  modelo de, 249

Impedancia de la propagación de la onda, 70
Índice sísmico, 333
Inestabilidad:
  fuera del plano, 162
  en el plano, 162
  torsional lateral, 162
Integral de Duhamel, 45
Intensidad:
  del movimiento del terreno, 29
  del sismo, 7-8
Intensidad espectral, 29
Intensidad sísmica, 8, 11
Interacción:
  entre el concreto y el acero, 114-117
  suelo-estructura, 239
Iglus kuriles como ejemplo de arco de islas, 2

Junta de expansión sísmica, 238, 264
Juntas para conexiones:
  de muro a muro, 292
  de piso, 293
Juntas de construcción, 288
  de muros de cortante, 139
Junta sísmica, 238, 264
Junta traslapada del refuerzo para flexión, 282

Laminación, 296
Lámina corrugada de acero con encamisado del concreto, 191
Levantamiento de la cimentación, 139
Límites de las placas, 1
Litosfera, 1
Llave de cortante, 293
Longitud de anclaje, 143
Longitud del desarrollo, 286
Longitud de ruptura de la falla, 240
Longitud de traslape, 282
Losas de piso, 290

Magnitud,
local, 11
  de Richter, 4, 11
  del sismo, 8-12
Mapa de ingeniería sísmica, 246
Mapa isosísmal, 240
Mapa de probabilidad sísmica, 15
Mapa de sismicidad, 2, 13, 246
Mapa de zonificación, 231, 246
Marcos confinantes de muros de cortante, 135
Marcos contraventeados, 180
Marcos sin contraventeo, 175-180
Masa concentrada, 51, 230, 248
Masa efectiva, 61
Masa generalizada, 58
Material de construcción, comportamiento de 109-112
Matríz de amortiguamiento viscoso, 52
Matríz de las formas modales, 54
Matriz de masas, 51
Matriz de rigidez, 52
Mecanismo de arco, 131
Mecanismo de armadura, 129
Mecanismo de falla de la columna, 145
Mecanismo de la fuente del sismo, 26, 31
Mecanismo de ruptura de la viga, 145
Medidas, conversión de, 315
Método de aceleración lineal, 96
Método de la ductilidad, 99
Método de Holzer, 87
Método de integración directo paso a paso, 94
Método de la raíz cuadrada de la suma de cuadrados, 60, 219, 249
Método de Runge-Kutta, 96
Método de Stodola, 87-88
Método de subsistemas, 176
Método de superposición, 185
Microtemblor, 27
  ensayo de, 324
Miembros de acero con encamisado de concreto 183-190, 301-302
Miembros diagonalmente reforzados, 128-134
Miembros preforzados parcialmente, 146
Modelado de las estructuras, 36
Modelo de:
  degradación bilineal, 83
  tipo de degradación, 83, 104
Modelo de cuerpo semiinfinito, 75
Modelo elastoplástico, 81
Modelo del elemento finito, 75
Modelo de histéresis bilineal, 81
Modelo histerético del tipo Masing, 83

Modelos de masas concentradas del terreno, 75
Modelo negativo bilineal, 81
Modelo positivo bilineal, 81
Modelo de ruptura de concreto 111
Modelo del tipo de deslizamiento, 84
Modelo trilineal, 81
Modelo(s) 81-85, 249
  bilineal
    degradante, 83
    negativo y positivo, 81
  elastoplástico, 81
  histéresis, 249
  Ramberg-Osgood, 81
  tipo degradante, 83, 104
  tipo de deslizamiento, 84
  tipo Masing, 83
  trilineal, 81
Modo de falla en los sistemas estructurales, 268
Modo de vibración de traslación, 80
Módulo de cortante del suelo, 324
Momento P Δ delta 126, 178
Momento polar de inercia, 79
Momento sísmico, 5, 13
Momento de volteo 236, 287
Movimiento sísmico, 29-34
  amplitud máxima de, 240
  duración del, 240
  fecuencia predominante de, 240
  en la superficie del terreno, 31
  del tipo de una sola sacudida, 33
Movimiento de torsión, 237
Movimiento torsional, circular natural frecuencia de 80
Muros confinados, 135-136
  comportamiento histerético de 135-136
  muros de mampostería, 85, 202-203
Muros de cortante, 134-141, 207, 287-290
  con aberturas, 139-290
  acero, 274
  compuesto, 191, 274
  concreto reforzado, 134-139, 273, 287-290
  mampostería, 274
  de poca altura, 290
  refuerzo de confinamiento de, 287
  resistencia a flexión de, 136
  varios pisos, 139
  voladizo, 137-139, 287
Muros de cortante de acero, 274
Muros de cortante compuestos, 191, 274
Muros de cortante diagonalmente retorzados, 288
Muros de cortante de mampostería, 200-203, 274, 304-308
  comportamiento de:
    miembros, 200-202
  diseño de, 303-309
    detalles, 307-308
    miembros, 304-307
    muros no estructurales, 308
  muros de 202-204
  sistemas, 204
Muros de cortante de poca altura 134-136
Muros de cortante de varios pisos, 139
Muros de cortante de voladizo, 137-139 287-288
Muros esbeltos, 287
Muros de mampostería:
  comportamiento histerético de 200
  confinados 85, 202
  flexión fuera del plano de, 200
  flexión en el plano de, 200
  resistencia última a la flexión de, 200
Muros no estructurales, 308

Observación en campo de los movimientos del terreno, 26
Onda de compresión, 6
Onda de cortante, 6, 240
Onda de cuerpo, 6, 11
Onda incidente, 67, 70
Onda(s), 6-7, 27-29, 32
  de compresión, 6
  longitudinal, 6
  L (Love), 7
  P, 6
  R (Rayleigh), 7
  S, 6
  transversal, 6
Onda sísmica, 6, 29
  análisis de, 27, 29
  artificial, 244
  atenuación de, 22
  energía de, 13
  reflexión de, 29-31
Ondas l (Love), 7
Ondas R (Rayleigh), 7
Onda de superficie, 6, 11
Onda transmitida, 70
Ortogonalidad:
  de la función de forma, 64
  de los modos de vibración, 54-58

Pandeo:
  de los contraventeados, 165-169
  lateral, 157-160, 297
  local, 154-156, 190
  torsión lateral, 162-164
  de las varillas de refuerzo 115-117
Paneles encaminados de conexión, 192
Patrón isosísmal, 8
Péndulo horizontal del sismógrafo, 24
Péndulo invertido del sismógrafo 24
Periodo fundamental del edificio, 89
Periodo natural, 38-39, 90
  de la capa de la superficie, 31
  de edificios, 87-89, 231
Periodo predominante, 73
  de la onda sísmica, 32

Placa de Cocos, 15
Placa de Doubler, 173, 300
Placa Eurasiana, 20
Placa de Filipinas, 15
Placa Indo Australiana, 20
Placa de Nazca, 15
Placa de Norteamérica, 5, 15
Placa del Pacífico, 5, 15
Placa(s):
  de Cocos, 15
  Eurasiana, 20
  de Filipinas, 15
  Indo-Australiana, 20
  Nazca, 15
  de Norteamérica, 5, 15
  del Pacífico, 5, 15
Placas tectónicas, 1, 13
  distancia telesísmica, 11
  mapa mundial de, 3
  sumersión de, 17
Planeamiento sísmico, 260-261
  para tipo de construcción, 261-264
Plataforma de fluencia, 111
Porcentaje de refuerzo para cortante en muros de cortante, 288
Porcentaje de refuerzo balanceado, 121
Pórticos arriostrados (*véase* Marcos contraventeados)
Potencial de sismicidad, 2
Principios de D'Alembert, 36
Procedimiento de la fuerza lateral equivalente, 217, 219-239
Propagación de la onda
  en un cuerpo unidimensional, 67-74
  teoría de, 67, 242
  velocidad de, 62
Propagación de ondas, hacia atrás y hacia adelante, 67
Prueba de carga de alta velocidad, 111
Prueba casi estática, 111-112
Prueba de la mesa vibratoria, 93
Prueba regresiva, 92
Prueba de resistencia de penetración, 323
Prueba de velocidad de la onda de cortante, 324
Prueba de la vibración, 32
Puntales diagonales, 131, 134, 141

Refuerzo de confinamiento, 114, 124, 283
  de muros de cortante, 287
Refuerzo diagonal, 128-134, 280, 288
  de muros de cortante, 139, 290
Refuerzo en forma de diamante, 116
Refuerzo paralelo, 132
Refuerzo transversal, efecto de confinamiento de, 114
Región focal, 6
Registros sísmicos:
  contenidos de frecuencia de, 243-246
  para diseño, 240
Relación de anchura a espesor, 154-156, 296
Relación del decaimiento de la amplificación, 40
Relación del muro, 303
Relación permisible de ductilidad, 104
Relaciones histeréticas de esfuerzo deformación
  del acero, 111
  del concreto, 110-111
Relaciones momento curvatura, 117, 183
  de viga, 157
  de viga-columnas, 119, 161
Relaciones del momento de rotación histerético, 119
Resistencia a la adherencia, 114
Resistencia a la compresión del concreto, 109
Resistencia a cortante de miembros de concreto reforzado, 129
  de conexiones de acero, 172-173
  de conexiones de acero revestidas de concreto, 192
  de conexiones de concreto reforzado, 142
  de conexiones de acero revestidas de concreto, 192
  de miembros de concreto reforzado, 129-134
  de muros de concreto reforzado, 135
  provisto por el esfuerzo de cortante, 133
Resistencia, distribución de, en un edificio, 267
Resistencia a flexión
  de miembros de acero recubiertos de concreto, 183-187
  de miembros de concreto presforzado, 147
  de muros de cortante de concreto reforzado, 136
  de muros de mampostería, 200
  de viga-columnas de concreto reforzado, 122
  de vigas de acero, 157
  de vigas de concreto reforzado, 119-121
Resistencia superpuestas, 185
Resistencia a tensión del concreto, 111
Resistencia torsional, 79
Respuesta de la historia en el tiempo, 218
Riesgo sísmico, 240
Rigidez, distribución de, en un edificio, 267
Rigidez de piso, 79, 267
Rigidez torsional, 79
Rotación de las articulaciones plásticas, 102

Seguridad asísmica, medidas de, 99-105
Seguridad sísmica, evaluación de, 331-335
Sismo:
  causas, 1-6
  escala de (*véase* Escalas de intensidad sísmicas)
  espectro de respuesta, 231
  falla [(*véase* Falla(s)]
  foco de, 6

  hipocentro de, 6
  intensos recientes, tabla de, 16
  interplacas, 15
  de intraplacas, 20
  magnitud de, 8-12
  mecanismo en la fuente de, 26
  medida de, 21-29
  poco profundo, 7, 21
  tamaño de, 7, 8-12
Sismo de
  Alaska, 33, 180, 197, 325
  Anchorage, Alaska, 33, 180
  Assam, India, 21, 33, 180
  Avezzano, Italia, 21
  Bahía de Hawke, Nueva Zelanda, 20, 196
  Caracas, Venezuela, 180
  El Centro, California, 33, 47, 146, 240, 303
  la Ciudad de México, 15, 180
  Chile, 34
  Condado de Kern, California, 15
  Erzincan, Turquía, 21
  Fuerte tejón, California, 5
  Fukui, Japón, 17, 34
  Guatemala, 15, 34, 310
  Imperial Valley, California, 4, 15
  Kansu, China, 4, 20
  Kanto, Japón, 17, 34, 112, 180, 196
  Kern, Country, California, 15
  Libia, 33
  Managua, Nicaragua, 310
  Messina, Italia, 21
  Missouri, 15
  Miyagiken Oki, Japón, 34, 180, 195, 209, 310
  Montenegro, Yugoslavia, 21
  Muradive, Turquía, 21
  México, 15, 33
  Nankaido, Japón, 17
  Niigata, Japón, 33, 325
  Nobi, Japón, 4, 34
  Noroeste de Irán, 21
  Parkfield, California, 15
  Perú, 15, 34
  Port Hueneme, California, 33
  Richter, 11
  San Fernando, California, 15, 180, 197, 206, 209, 310
  San Francisco, California, 4, 5, 15, 34, 112, 180, 196, 206
  Shantung, China, 20
  Shensi, China, 20
  Skopje, Yugoslavia, 21, 33, 204
  Taft, California, 21, 27, 240
  Tangshan, China, 21
  Tokachi Oki, Japón, 180
  Tonankai, Japón, 17
  Tottori, Japón, 180
  Valle Imperial, California, 4, 15
  Vrancea, Rumania, 21, 33
Sismo en:
  el plano, 20
  la Frontera de India y China, 21
Sismograf0, 21-26
  de aceleración, 24
  de desplazamiento, 24
  de periodo corto, 24
    estructuras de, 24
    velocidad, 24
  de periodo largo, 24
Sismógrafo de aceleración, 24
Sismógrafo de desplazamiento, 24
Sismógrafo de periodo largo, 24
Sismógrafo de velocidades, 24
Sismo de interplacas, 15
Sismómetro, 21
Sistema de cajón, 197
Sistema de múltiples grados de libertad:
  vibración forzada de, 59-61
  vibración libre de, 53-54, 58-59
Sistemas elástico lineales y perfectamente plásticos, 96
Sistemas excéntricos de arriostramiento (*véase* Sistemas excéntricos de contraventeo)
Sistemas excéntricos de contraventeo, 169
Sistemas de un grado de libertad:
  vibración forzada de, 40-46
  vibración libre de, 37-40
Sistemas lineales de concreto prefabricado, 291
Sistemas de marco, 269-270
Sistemas de marcos de concreto prefabricado, 291
Sistemas de muro alternados, 290
Sistema de una sola masa, 96-99
Sistemas subconjuntos de marcos de concreto prefabricado, 291
Sistemas de tableros de concreto prefabricado, 291-292
Sistema de tuberías, 317
SMAC (acelerógrafo de movimiento intenso), 26, 93
Sobreamortiguamiento, 39
Suelo:
  características dinámicas del, 325-327
  material de amortiguamiento de, 324

Técnica de superposición de los modos, 94
Temblores, preliminares, 7
Temblores preliminares, duración de, 7
Teorema recíproco de Maxwell-Betti, 51
Terreno
  aceleración del, 24, 37, 52
  movimiento del
    componente horizontal de, 237
    componente vertical de, 237
    estado no permanente, 60, 100
    intensidad de, 29
    observación de campo de, 26
Tipo de Wood Anderson de, 9
Torre Latinoamericana, Ciudad de México, 180

Transformada de Fourier 73
Transformada inversa de Fourier 73
Tsunami, Maremoto del, 15
Tubos de acero rellenos de concreto 183, 190-300

Unidades asísmicas 273-274

Vectores de las formas modales, 54
Velocidad deslizamiento en una falla, 5
Velocidad espectral, 46, 243
Velocidad de propagación:
  de la onda P, 6
  de la onda S, 6
Velocidad de la propagación de la, 62
Vibración:
  de un continuo unidimensional, 61-62
  generador, 74
  de una viga de cortante, 61-64
  de una viga de flexión, 64-67
Vibración de cabeceo, 74, 78
  modo de, 76-79
  periodo de, 76-79
Vibración elástica:
  de estructuras simples, 36-49
  de estructuras de varios pisos, 49-61
Vibración forzada, 40
  ensayo, 90-93
  estado no permanente, 42-46, 60, 100
  de sistemas melásticos 94-99
  de sistemas múltiples grandes de libertad, 59-61
  de sistemas de un solo grado de libertad, 40-46
    en estado permanente 40-42
  del terreno, 71-74
  en vibración de cabeceo, 78
  en vibración torcional, 80-81
  de vigas de cortante 63-64
Vibración forzada de estado permanentes, 40-42
Vibración forzada en estado no permanente, 42-46, 60,100
Vibración libre
  ensayo 90
  de estructura simple, 37-40
  del sistema de multiples grados de libertad, 53-54 58-59
  del sistema de un solo grado de libertad, 37-40
  en vibración de cabeceo, 76-78
  en vibración torsional, 79-80
  de vigas de cortante 61-63
  de vigas de flexión, 64-67
Vibración torsional, 237
  modo de, 79, 80
  periodo de 79
Vibración transitoria, 42
Viga-columnas, 119-134, 161-165
  acero, 161-165, 297-299
  compuestas, 183-191, 301-302
  concreto reforzado 119-134, 282-284
  diagonalmente reforzado, 128
  ductilidad de curvatura de, 124
  estabilidad en el plano de, 162
  relación momento-curvatura de 119, 161
  resistencia a la flexión de, 122, 163, 164
Viga compuesta sin encamisado, 183, 190-191
Vigas, 301, 302
  columnas, 301-302
  conexiones, 302-303
Vigas de acoplamiento, 128
Vigas columnas reforzadas diagonalmente, 194
Vigas compuestas sin encamisar, 183, 190-191
Vigas de cortante, vibración de, 61-64
Vigas a flexión vibración de 64-67

Zona orogénica, 1
Zona sísmica:
  Circum-Pacífico, 13
  Eurasiana, 13
Zona sísmica Eurasiana, 13
Zonas de subducción, 1
Zonas de temblor de conexión, 174
  desgarramiento del alma, 171
  distorsión de cortante de, 175
  encamisado, 192
  esfuerzo cortante en, 171-172
  fuerza cortante en, 141-142, 171
  resistencia al cortante de 141-143, 171-173